

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

FENNOUCH Smail

OUZZANE Housseem

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

***Elaboration d'un système d'information géographique
Cas de réseau d'AEP de la ville d'Amoucha
Wilaya de Sétif***

Soutenu le 26 /06 /2018 devant le jury composé de :

- Président : **Mr LADJEL.M**
- Promoteur (s): **Mr SAOU.A**

Mr BRAKENI.A

- Examineur (s) : **Mr MERAH.F**

Remerciements

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à DIEU tout puissant qui nous a donné la volonté, le courage et la force pour élaborer ce travail.

Nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail, particulièrement à :

*Nos encadreurs **Mr SAOU .A**, **Mr BRAKNI.A**, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères remerciements pour avoir accepté de nous diriger afin de mener à bien ce mémoire. Pour leurs grandes disponibilités et ses précieux conseils utiles, critiques fructueuses, nous tenons à exprimer ici nos profondes reconnaissances pour eux,*

*Nos sentiments de profonde gratitude vont aux **membres du jury** pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.*

*Nous tenons également à remercier **MR OUZZANE.M**, pour son aide, sa disponibilité, ses idées pour mieux compléter ce travail, nous exprimons notre profond respect pour lui*

*Nos remerciements s'adressent à tous le personnel de l'entreprise **ETUBE**, **Mr MEKHAZENI.A***

*L'ensemble de personnellés du bureau de **CTH**, wilaya de Sétif en particulier **Mr GERCHOUCHE. B.***

Enfin, on tient à remercier également ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mais parents

Ma future épouse

Et toute ma famille et mes amis

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui sacrifié pour me voire réussir, que de bonheur mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore. Merci mes chère parents que dieu leur procure bon santé et longue vie.

*A mes chers frères et ma sœur, **Zakaria, Riad, Wissam**, que dieu les protège.*

A celui qui ma soutenue tout au long de ce projet ma futur femme.

*A mes amis d'enfance, **Idris, Sami, Ramzi, Kassi, Anis, Mouhamed, Adel, Houcine, Hicham.***

*A mes amis de la résidence , **oussama , smail , sami , nasroo , zahi , zakj , bilal , laide , housseem , djeloul ,***

A mes grands parents et toute ma famille.

A tous mes amis (e) et toute la promo hydraulique 2018.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci

HOUSSSEM.O

Sommaire :

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

Chapitre I: Présentation du site

I.1. Introductio	2
I.2.Présentation du site.....	2
I.2.1.Situation géographique.....	3
I.2.2.Situation géologique.....	3
I.2.3.Sismicité	4
I.2.4.Situation hydrologique	4
I.2.5.Situation hydrogéologique	4
I.2.6.Situation topographique	4
I.2.7.Situation Climatique.....	5
I.2.7.1.Température	5
I.2.7.2.La précipitation	5
I.2.7.3.Humidité	6
I.2.7.4.Les gelées	6
I.2.7.5.Les vents	6
I.2.7.6.Les neiges	6
I.2.8.Situation démographique.....	6
I.2.8.1.Equipements publics.....	7
I.2.9.Situation hydraulique	8
I.2.9.1.Eaux superficielles	8
I.2.9.2.Le système de production distribution d'eau potable	8
I.2.9.3.Données sur le réseau	9
I.3. Période concerné par l'étude	10
I.4. Conclusion.....	10

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

II.1.Introduction.....	11
II.2.Estimation de la population à l'horizon d'étude	11
II.2.1.La population actuelle.....	11
II.2.2.Estimation de la population future	11
II.2.2.1.Taux d'accroissement.....	12
II.2.3.La population totale	12
II.3.Estimation des équipements.....	13
II.3.1.Besoins en équipements scolaires.....	13
II.3.1.1.Situation du cycle primaire	14

Sommaire

II.3.1.2.Situation du cycle moyen	14
II.3.1.3.Situation de l'enseignement secondaire	14
II.3.2.Besoin en équipements sanitaire	15
II.3.3.Besoins en équipements administratifs	15
II.3.4.Besoins en équipements socioculturels	16
II.4.Demande en eau	16
II.4.1.Estimation des besoins en eau	16
II.4.1.1.Les Besoins en eau domestiques	17
II.4.1.1.1.La dotation	17
II.4.1.1.2.Consommation moyenne journalière de la population	17
II.4.1.2.Les besoins en eau des équipements	18
II.4.1.2.1.Consommation moyenne journalière des équipements	18
II.4.1.2.2.Les besoins en eau des équipements futurs	19
II.4.2.Récapitulation des besoins moyens journaliers	20
II.4.3.Majoration de la consommation moyenne journalière	21
II.4.4.Détermination de la consommation maximale journalière	22
II.4.5.Variation de la consommation horaire	24
II.4.5.1.Calcul des débits moyens horaires	24
II.4.5.2.Détermination des débits maximum horaire	25
II.4.5.2.1.Coefficient d'irrégularité maximale horaire	25
II.5.Bilan de comparaison	27
II.6.Conclusion	27

Chapitre III: réservoirs

III.1.Introduction	28
III.2.Généralité	28
III.2.1.Définition des réservoirs.....	28
III.2.2.Rôle des réservoirs.....	28
III.2.3.Emplacement du réservoir	28
III.2.4.Classification des réservoirs	29
III.2.5.Equipements des réservoirs	29
III.2.6.Prescriptions générales applicables aux réservoirs	32
III.2.7.Le choix du type de réservoir	32
III.2.8.Capacité des réservoirs	33
III.2.9.La bache de la station de pompage	34
III.3.Calcul et dimensionnement des réservoirs	34
III.3.1.La bache de la station de pompage.....	34
III.3.2.Capacité des réservoirs	34
III.3.3.Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	35

III.3.4.Vérification de la capacité des réservoirs	35
III.3.4.1.Le réservoir d'Amoucha Est (zone II)	35
III.3.4.2.Les réservoirs de la zone I (nord d'Amoucha)	36
III.3.4.3.Le réservoir de la zone III (Tandja)	37
III.4.Bilan de comparaison (stockage existant – besoin en stockage)	38
III.5.Dimensionnement des réservoirs projeté	39
III.6.Conclusion	39

Chapitre IV: adduction

IV.1.Introduction	40
IV.2.Organes et accessoires de l'adduction.	40
IV.2.1.Organes de sectionnement.....	40
IV.2.2.Organes de protection.....	40
IV.2.3.Organes de régulation.....	40
IV.2.4.Organes de branchement.	41
IV.3.Choix du type des conduites.....	41
IV.4.Tracé et dimensionnement d'une adduction.	41
IV.4.1.Choix du tracé	41
IV.4.2.Etude technico-économique des conduites.....	42
IV.4.3.Calcul du diamètre économique.	42
IV.4.3.1.Cas d'une adduction par refoulement.....	42
IV.4.3.2.Cas d'une adduction gravitaire.	43
IV.4.4.Calcul de la vitesse.	43
IV.4.5.Calcul des pertes de charges.....	44
IV.4.5.1.Les pertes de charge linéaires ΔH_L	44
IV.4.5.2.Les pertes de charges singulières ΔH_S	45
IV.4.5.3.Pertes de charge totales ΔH_T	45
IV.4.6.Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.	45
IV.4.7.La puissance de pompage.....	45
IV.4.8.Energie consommée par la pompe.....	45
IV.5.Vérification et calculs hydrauliques des conduites d'adduction	46
IV.5.1.Description du schéma du tracé.....	47
IV.5.2.Vérification et calculs hydrauliques des conduites d'adduction existant	48
IV.5.2.1.Adduction Source Oued El Bared – R1 Amoucha 1000 m ³	48
IV.5.2.2.Adduction R1 Amoucha – réservoir 2R (2*250)	48
IV.5.2.3.Adduction R1000 Amoucha-SP (Tanja).....	48
IV.5.2.4.Adduction SP_R Tandja 200 m ³	49
IV.5.2.4.1.Etude du coup de bélier.	49
IV.5.2.4.2.Calcul de la célérité de l'onde	49

Sommaire

IV.5.2.4.3. Valeur numérique du coup de bélier	49
IV.5.2.4.4. Calcul du coup de bélier	51
IV.5.2.5. Bilan récapitulatif	51
IV.5.3. Calculs hydrauliques des conduites d'adduction projetée	51
IV.5.3.1. Adduction source Oued El Bared vers R_1000.	51
IV.5.3.1.1. Calcul des pertes de charge crée par la conduite.	52
IV.5.3.1.2. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ϵ	52
IV.5.3.2. Adduction de R_1000 d'Amoucha vers R_ (2*250)	53
IV.5.3.2.1. Calcul des pertes de charge crée par la conduite.	54
IV.5.3.2.2. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ϵ	54
IV.5.3.3. Adduction R_1000 vers SP_Tandja	55
IV.5.3.3.1. Calcul des pertes de charge crée par la conduite.	55
IV.5.3.3.2. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ϵ	55
IV.5.3.4. Adduction SP_Tandja vers R_Tandja	56
IV.5.4. Bilan de comparaison	57
IV.6. Conclusion	57

Chapitre V: Pompes

V.1. Introduction	58
V.2. Généralité	58
V.2.1. Classification des pompes.	58
V.2.2. Choix du type de pompe	59
V.2.3. Caractéristique hydraulique d'une pompe centrifuge	59
V.2.3.1. Le débit pompé Q	59
V.2.3.2. Vitesse de rotation de la pompe N	59
V.2.3.3. La hauteur manométrique totale (HMT)	59
V.2.3.4. La hauteur géométrique d'élévation H_g	59
V.2.3.5. Les pertes de charge totales J	59
V.2.3.6. Les puissances utiles et absorbées.	60
V.2.3.7. Le rendement de la pompe	60
V.2.4. Les courbes caractéristiques	61
V.2.4.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.	61
V.2.4.2. Les courbes caractéristiques d'une conduite.	61
V.2.5. Recherche du point de fonctionnement	62
V.2.5.1. Réalisation du point de fonctionnement désiré.	62
V.2.6. Etude de la cavitation	65
V.3. Calcul hydraulique de la station de pompage	66
V.3.1. Choix des pompes	66
V.3.2. Tronçon «SP-r (Tandja) ».	66

V.3.3. Vérification de la cavitation	66
V.4. Conclusion.....	67

Chapitre VI: Distribution

VI.1. Introduction	68
VI.2. Généralité	68
VI.2.1. Classification des réseaux de distribution	68
VI.2.1.1. Les réseaux maillés	68
VI.2.1.2. Réseaux ramifié.....	68
VI.2.1.3. Réseaux mixte	69
VI.2.2. Principe de tracé d'un réseau de distribution	69
VI.2.3. Conception d'un réseau de distribution	69
VI.2.4. Choix du système de distribution	69
VI.3. Description du réseau de distribution	69
VI.4. Dimensionnement du réseau de distribution	71
VI.4.1. Détermination des débits du réseau.....	71
VI.4.1.1. Débit spécifique	71
VI.4.1.2. Débit de route	71
VI.4.1.3. Débit aux noeuds	71
VI.4.1.4. Débits tronçon (Q_t)	72
VI.4.2. Calcul des pressions	72
VI.5. Simulation du réseau	72
VI.5.1. Présentation du logiciel EPANET	73
VI.5.2. Utilisation du logiciel EPANET.....	73
VI.5.3. Modélisation du réseau.....	73
VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution	73
VI.6.1. Calcul des débits.....	73
VI.6.1.1. Les Débits des pointes	73
VI.6.2. Calcul des différents débits du réseau	74
VI.6.2.1. La zone I	74
VI.6.2.2. La zone II	77
VI.6.2.3. La zone III.....	78
VI.6.3. Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie	79
VI.6.3.1. Choix de l'emplacement	79
VI.6.3.2. Zone I	79
VI.6.3.3. Zone II.....	80
VI.6.3.4. Zone III	81
VI.7. Conclusion.....	81

Chapitre VII: Système d'information géographique

VII.1.Introduction	82
VII.2.Généralité	82
VII.2.1.Définition des SIG	82
VII.2.2.Vocation d'un SIG	82
VII.2.3.Quelques domaines d'application des SIG	82
VII.2.4.Les avantages et les contraintes des SIG.....	83
VII.2.5.Principales composantes d'un SIG.....	83
VII.3.Elaboration d'un SIG	84
VII.3.1.Définition de MapInfo	84
VII.3.2.Création d'un SIG pour la zone d' Amoucha.....	84
<i>VII.3.2.1.Calage des cartes rasters</i>	<i>84</i>
<i>VII.3.2.2.Préparation des fonds de carte</i>	<i>85</i>
<i>VII.3.2.3.Création des tables</i>	<i>86</i>
<i>VII.3.2.4.Victorisation du réseau de distribution de la zone d'étude via MapInfo</i>	<i>86</i>
VII.3.3.La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable	88
<i>VII.3.3.1.La gestion classique des réseaux d'AEP</i>	<i>89</i>
<i>VII.3.3.2.Gestion informatisé des réseaux d'AEP</i>	<i>89</i>
<i>VII.3.3.3.Gestion des réseaux d'AEP par SIG.....</i>	<i>89</i>
VII.3.4.Requêtes SQL (structural Query Langage)	89
<i>VII.3.4.1. . Exemple de requêtes sur le SIG du réseau de distribution de la zone d'étude</i>	<i>89</i>
VII.3.5.Analyse thématique	91
VII.3.6.Couplage SIG, logiciel de modélisation.....	94
VII.4.Conclusion	94
Conclusion générale	95

Liste des tableaux

Tableau I. 1. Détail de la température mensuelle de la zone d'étude.	5
Tableau I. 2. La pluviométrie mensuelle de zone d'étude.	5
Tableau I. 3. La population de toute la commune d'Amoucha.	7
Tableau I. 4. Liste des équipements publique de la zone d'étude.	7
Tableau I. 5. Les longueurs et les matériaux utilisés dans les déférentes parties du réseau.	9
Tableau II. 1. Le taux d'accroissement des déférentes périodes d'étude.	12
Tableau II. 2. Prévision de la population aux différents horizons.	12
Tableau II. 3. La population totale aux différents horizons.	13
Tableau II. 4. L'accroissement la population scolarisable.	14
Tableau II. 5. Les classes nécessaires par apport aux toux d'occupation par classe.	14
Tableau II. 6. Les besoins en équipements sanitaire aux déférent horizon.	15
Tableau II. 7. Les besoins en équipements administratifs.	15
Tableau II. 8. Les besoins en équipements socioculturels.	16
Tableau II. 9. Evaluation de la consommation domestique.	17
Tableau II. 10. Evaluation de la consommation de la zone I.	17
Tableau II. 11. Evaluation de la consommation de la zone II.	18
Tableau II. 12. Evaluation de la consommation de la zone III(Tandja).	18
Tableau II. 13. Les besoins en eau des équipements existants.	19
Tableau II. 14. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone d'étude.	19
Tableau II. 15. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone I.	20
Tableau II. 16. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone II.	20
Tableau II. 17. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone III.	20
Tableau II. 18. Récapitulation des différentes consommations journalières.	20
Tableau II. 19. La consommation moyenne totale et majoré de la zone I.	21
Tableau II. 20. La consommation moyenne totale et majoré de la zone II.	22
Tableau II. 21. La consommation moyenne totale et majoré de la zone III.	22
Tableau II. 22. La consommation moyenne totale et majoré de la zone d'étude.	22
Tableau II. 23. La consommation maximale journalière de la zone I.	23
Tableau II. 24. La consommation maximale journalière de la zone II.	23
Tableau II. 25. La consommation maximale journalière de la zone III.	23
Tableau II. 26. La consommation maximale journalière de la zone d'étude.	23
Tableau II. 27. Les débits moyens horaires.	24
Tableau II. 28. Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.	25
Tableau II. 29. Coefficient β_{max} et $K_{max, h}$ de la commune de Amoucha.	25
Tableau II. 30. Débit maximum horaire.	26
Tableau II. 31. Le débit de production de la source.	27
Tableau II. 32. Bilan de comparaison.	27
Tableau III.1. Tableau récapitulatif des ouvrages de stockage de la zone d'étude.	35
Tableau III.2. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (zone II).	35
Tableau III.3. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (zone I).	36
Tableau III.4. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (zone III).	37
Tableau III.5. Bilan de comparaison de stockage (existant – besoin) de la zone d'étude.	38

Liste des tableaux

Tableau III.6. Dimensionnement des réservoirs projetés.	39
Tableau IV. 1. Détails du la conduit source_R1000.	48
Tableau IV. 2. Détails du la conduit R 1000_2R 250.	48
Tableau IV. 3. Détails du la conduit R 1000_ SP Tandja.	49
Tableau IV. 4. Détails du la conduit SP Tandja_R200 Tandja.	49
Tableau IV. 5. Caractéristiques de la conduite de refoulement.	51
Tableau IV. 6. Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SP-R (Tandja).	51
Tableau IV. 7. Récapitulation des données de la zone d'étude.	51
Tableau IV. 8. Les pertes de charge totales du tronçon source _R1 Amoucha 1000.	52
Tableau IV. 9. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.	53
Tableau IV. 10. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R-1000 vers R_(2*250) m3.53	
Tableau IV. 11. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.	54
Tableau IV. 12. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R 1000 m3 vers SP Tandja.	55
Tableau IV. 13. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.	55
Tableau IV. 14. Tableau de calcul de Hmt de tronçon SP_Tandja vers R_Tandja.	56
Tableau IV. 15. Comparaison des données des deux réseaux.	57
Tableau V. 1. Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.	65
Tableau VI. 1. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau.	74
Tableau VI. 2. Les données du réseau après la simulation.	76
Tableau VI. 3. Débit nœud cas pointe plus incendie.	81
Tableau VII. 1. Structure des tables pour la carte zone d'étude.	86

Liste des figures

Figure I. 1. Localisation de la zone d'étude Amoucha.	2
Figure I. 2. Situation géographique de la commune d'Amoucha.	3
Figure I. 3. Détail de la température mensuelle de la zone d'étude.	5
Figure I. 4. La pluviométrie mensuelle de zone d'étude.	6
Figure I. 5. La répartition en pourcentage des matériaux.	9
Figure II. 1. Evaluation démographique de la zone d'étude.	13
Figure II. 2. Evolution des besoins moyens journalière de la zone d'étude.	21
Figure II. 3. La consommation maximale journalière de la zone d'étude.	24
Figure II. 4. Les débits moyens horaires.	25
Figure II. 5. Débit maximum horaire.	26
Figure II. 6. Bilan de comparaison.	27
Figure III.1. Conduite d'adduction.	30
Figure III.2. Conduite de distribution.	30
Figure III.3. Conduite de trop-plein.	31
Figure III.4. Conduite de by-pass.	31
Figure III.5. Matérialisation de la réserve d'incendie.	32
Figure III.6. Bilan de comparaison de stockage (existant – besoin) de la zone d'étude.	38
Figure IV. 1. Réseau d'adduction de la zone d'étude.	47
Figure IV. 2. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.	53
Figure IV. 3. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.	54
Figure IV. 4. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.	56
Figure V. 1. Les trois essentiels des turbopompes.	59
Figure V. 2. Profile piézométrique d'une conduite de refoulement.	60
Figure V. 3. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.	61
Figure V. 4. Point de fonctionnement d'une pompe.	62
Figure V. 5. Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.	64
Figure V. 6. Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.	64
Figure V. 7. Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage.	66
Figure.VI. 1. Schéma de réseau maillé.	68
Figure.VI. 2. Schéma de réseau ramifié.	68
Figure.VI. 3. Schéma de réseau mixte.	69
Figure.VI. 4. Schéma descriptif de la distribution de la zone d'étude.	70
Figure.VI. 5. Etat du réseau après la simulation.	76
Figure.VI. 6. Etat de réseau après la simulation.	78

Liste des figures

Figure.VI. 7. Etat de réseau après la simulation.....	79
Figure.VI. 8. Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au noeuds 2,6,18,24,29.....	80
Figure.VI. 9. Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœuds 5,12,14.....	81
Figure VII. 1. Calage de la carte de la zone d'étude.....	85
Figure VII. 2. Le fond de la carte après le calage.....	85
Figure VII. 3. Résultats de la vectorisation de la zone d'étude.....	87
Figure VII. 4. Informations attributaires des composantes de réseau.....	88
Figure VII. 5. Cétation d'une sélection SQL.....	90
Figure VII. 6. Résultat de la requête : diamètre_mm=16.....	91
Figure VII. 7. Les étapes d'analyse thématique (la vitesse dans les conduits).....	92
Figure VII. 8. Résultats d'analyse thématique (la vitesse dans les conduites).....	93

Liste des symboles

- A** : surface de planché de l'équipement (m^2).
- ADE** : Algérienne Des Eaux.
- AEP** : Alimentation en Eau Potable.
- a** : Célérité de l'onde (m/s).
- B** : Valeur du coup de bélier (m).
- Be** : Besoin en eau (m^3/j).
- b** : La valeur maximale du coup de bélier (m).
- C_{pi}** : Cote piézométrique du point (i) (m).
- C_{pj}** : Cote piézométrique du même point considéré (m).
- Cr** : Cote du radier.
- C_{sp}** : Cote de la station de pompage (m).
- C_{tj}** : Cote du terrain du point considéré (m).
- C_{tp}** : Cote de trop plein.
- D** : Diamètre de la conduite en (m).
- D_{ext}** : Diamètre extérieur de la conduite (mm).
- D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- D_{min}** : Diamètre minimal de la conduite (m).
- D_{max}** : Diamètre maximal de la conduite (m).
- D_n** : Diamètre normalisé de la conduite (mm).
- Dr** : Diamètre du réservoir (m).
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- e** : Epaisseur de la conduite (m).
- g** : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81$ m/s).
- H** : Hauteur d'élévation de l'eau (m).
- Ha** : Hauteur géométrique d'aspiration (m).
- H_d** : Valeur minimale de la pression (m).
- H_g** : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau (m).
- H_{mt}** : Hauteur manométrique totale (m).
- H_r** : Hauteur géométrique de refoulement (m).
- H_s** : Valeur maximale de la pression (m).
- H_t** : Charge totale en fonction du débit en (m).
- H₀** : Pression absolue dans la conduite (m).
- h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- i** : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$).
- J** : Pertes de charge unitaire (m/ml).
- K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour le PEHD : $K = 0.01$ mm, si $D \leq 200$ mm ; $K = 0.02$ mm, si $D > 200$ mm ; et pour l'acier : $K = 0.05$ mm).
- K_f** : Coefficient de fuite.
- K_{max.j}** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville.
- K_{max.h}** : Coefficient d'irrégularité maximal horaire.
- L** : Longueur de la conduite (m).
- L_{i-j}** : Longueur du tronçon [i-j] (m).
- m** : coefficient de rognage.
- N** : Vitesse de rotation (tr/min).
- NPSH_d** : Charge minimale disponible à l'aspiration (m).
- NPSH_r** : Charge nette minimale à l'aspiration (m).
- N_i** : Nombre de consommateurs par catégorie.
- No** : Nombre d'occupants de l'équipement.
- n** : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans).

Liste des symboles

PDAU : plan directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.
PEBD : Poly Ethylène Bas Densité.
PEHD : Poly Ethylène Haute Densité.
PN : pression nominal.
PVC : Chlorure de Poly Vinyle.
Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW).
Pj : Pression au sol du point considéré (m).
Pn : Population future prise à l'horizon considéré.
Pu : Puissance hydraulique ou utile.
Po : Population de l'année de référence (hab).
Qc : débit concentré au nœud en aval (l/s).
Qdom.act : Débit domestique (m³/j).
Qdom.2040 : Débit domestique (m³/j).
Qéquip.act : Débit d'équipements (m³/j).
Qéquip.2040 : Débit d'équipements (m³/j).
Qmax.h : Consommation maximale horaire (m³/h).
Qmax.j : Débit maximal journalier (m³/j).
Qmoy.h : Consommation moyenne horaire (m³/h).
Qmoy.j.maj : Débit moyen journalier majoré (m³/j).
Qmoy.j : Consommation moyenne journalière (m³/j).
Qn : Débit au nœud (l/s).
Qp : Débit de pointe (l/s).
Qr : Débit en route (l/s).
Qt : Débit transité par le tronçon (l/s).
Qs : Débit spécifique (l/s).
qi : Dotation moyenne journalière (l/hab./j).
R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat.
Re : Nombre de REYNOLDS.
Rmax : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
r : Pourcentage de rognage (%).
S : Section de la conduite de refoulement (m²).
SIG : Système d'Information Géographique.
SNAT : Schéma National d'Aménagement de Territoire.
SP : Station de Pompage de Tandja.
T : Taux d'accroissement annuel de la population.
TOC : Taux d'Occupation par Classe.
t : température (°C).
tc : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (s).
tr : temps de fermeture (s).
UTM : Universel Transverse Mercator.
V : Vitesse d'écoulement (m/s).
Vbâche : volume de la bâche de la station de pompage.
Vi : Volume d'incendie (120 m³).
Vr : Volume utile en (m³) (maximal de stockage pour la consommation).
Vt : Volume total du réservoir (m³).
V0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normale (m/s).
ΔHS : Perte de charge singulière (m).
ΔHL : Perte de charge linéaire (m).
ΔHT : Perte de charge totale (m).

Liste des symboles

ΣL_i : Somme des Longueurs des tronçons du réseau.

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.

β_{\max} : Coefficient dépend du nombre d'habitants.

λ : Coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

ρ : Masse volumique de l'eau = 1000kg/m³.

η : Rendement de la pompe (%).

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ϵ : Coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon.

θ_0 : L'angle d'inclinaison de la vanne à papillon.

A decorative scroll graphic with a brown outline and grey circular accents at the corners, containing the text "Introduction générale".

Introduction générale

A blurred horizontal grey bar located below the scroll graphic.

Introduction générale

L'eau, source de la vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

L'Algérie est classée avec les pays qui ont une faible et instable précipitation, et aussi avec les pays qui affrontent le risque de sécheresse dans l'horizon 2025, et pour cela l'état Algérien a pris, la protection et la restauration de la qualité des ressources en eau, comme une préoccupation majeure afin de parvenir à un bon état d'approvisionnement et lutter contre le problème de l'insuffisance de l'eau, dans le but de satisfaire sa demande croissante.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire qui est l'élaboration d'un système d'information géographique cas du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Amoucha wilaya de Sétif, à partir d'un piquage dans une conduite qui traverse la commune vers la wilaya de Sétif, avec le souci de régler définitivement le problème de la pénurie d'eau, en tenant compte des particularités géographiques et hydrauliques de la région.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par : La présentation du site de projet : situation géographique et climatique... etc. Ceci fera l'objet du premier chapitre.

Dans le second chapitre en estimant les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitant et les équipements existants actuellement et dans le futur ; et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

Le troisième chapitre, sera consacré, au dimensionnement des réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants, et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour stocker le volume demandé afin de satisfaire les besoins de la population.

Le quatrième chapitre, a pour but de vérifier le réseau d'adduction existant, et de dimensionner les conduits projeter si nécessaire, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Le cinquième chapitre, portera sur le choix des pompes pour la station de pompage.

Un sixième chapitre portera sur l'étude de distribution en eau potable de la zone d'étude.

Dans le septième chapitre, nous allons élaborer un système d'information géographique pour le réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude servant de base de données destinée à faciliter la tâche de la gestion de ce patrimoine ainsi que l'utilisation de quelques techniques par SIG.

Et on terminera avec une conclusion générale.



Chapitre I : Présentation du site



I.1. Introduction

Chaque région ou même chaque localité possède ses propres caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques et démographiques ... et qui influencent la nature et la quantité des besoins en eau à satisfaire .l'analyse de la zone d'étude est donc nécessaire avant tout projet afin d'estimer le débit à assurer. C'est ce que nous allons aborder dans ce premier chapitre.

I.2. Présentation du site

L'aire d'étude couvre la commun d'Amoucha qui s'étend sur une superficie de 85.47 km² cette dernière est une partie du nord de la wilaya de Sétif, elle se situe à 27km du chef-lieu de la wilaya sur la route national N°09, axe principale qui relie Sétif a Bejaia et qui constitue le nerf principal de la commun.

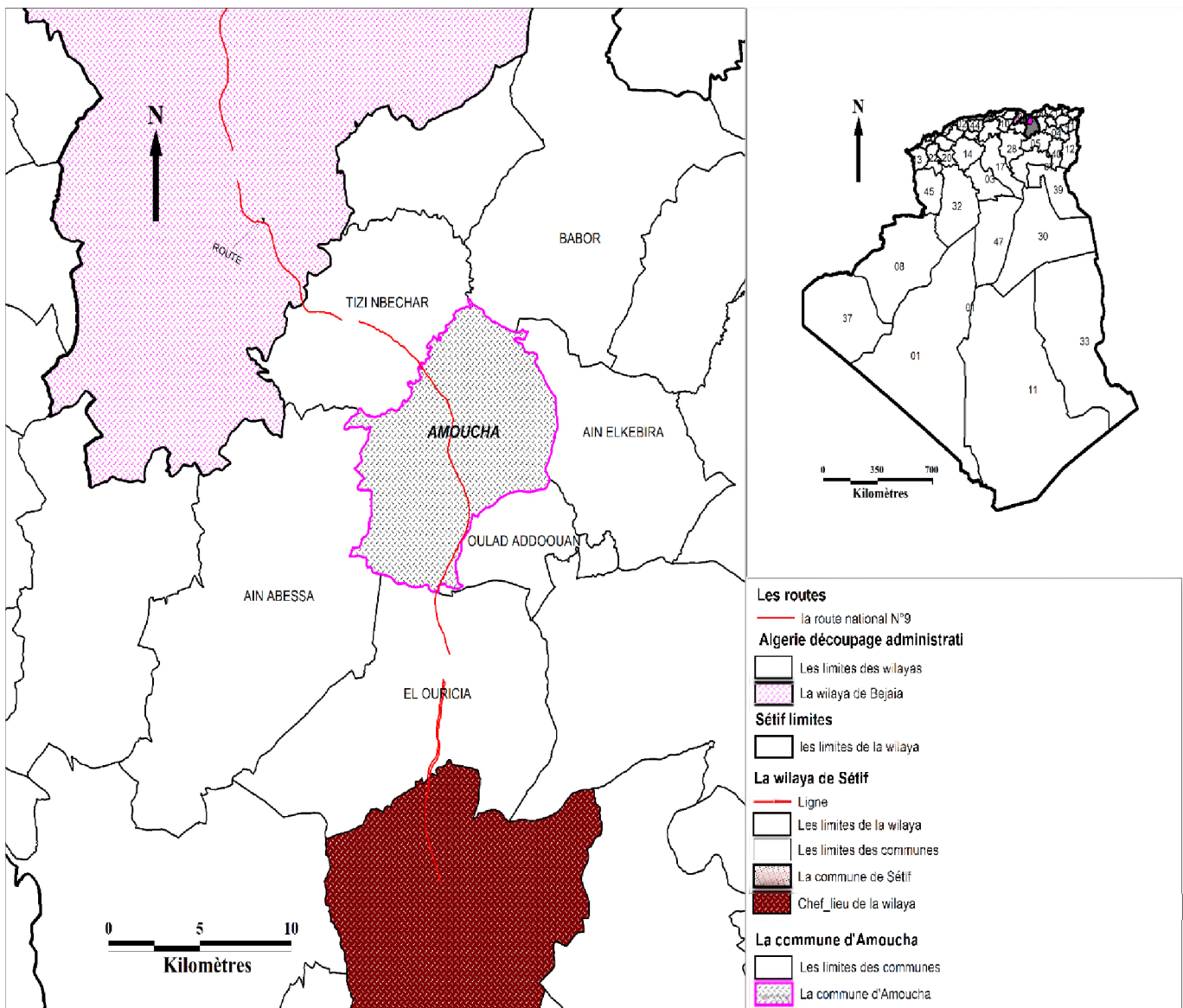


Figure I. 1. Localisation de la zone d'étude Amoucha.

Chapitre I. Présentation du site de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

La commune d'Amoucha se situe aux nord de la wilaya de Sétif à une altitude de 750 m, elle est distante de 27km du chef-lieu de la wilaya. Administrativement, Amoucha est limitée par les communes [1] :

- au Nord-Est par Babor ;
- au Nord-Ouest par Tizi Nbechar ;
- à l'Ouest par Ain Abessa ;
- Au Sud par El Ouricia ;
- Au Sud-Est par Ouled Addouane ;
- et à l'Est par Ain El Kebira.

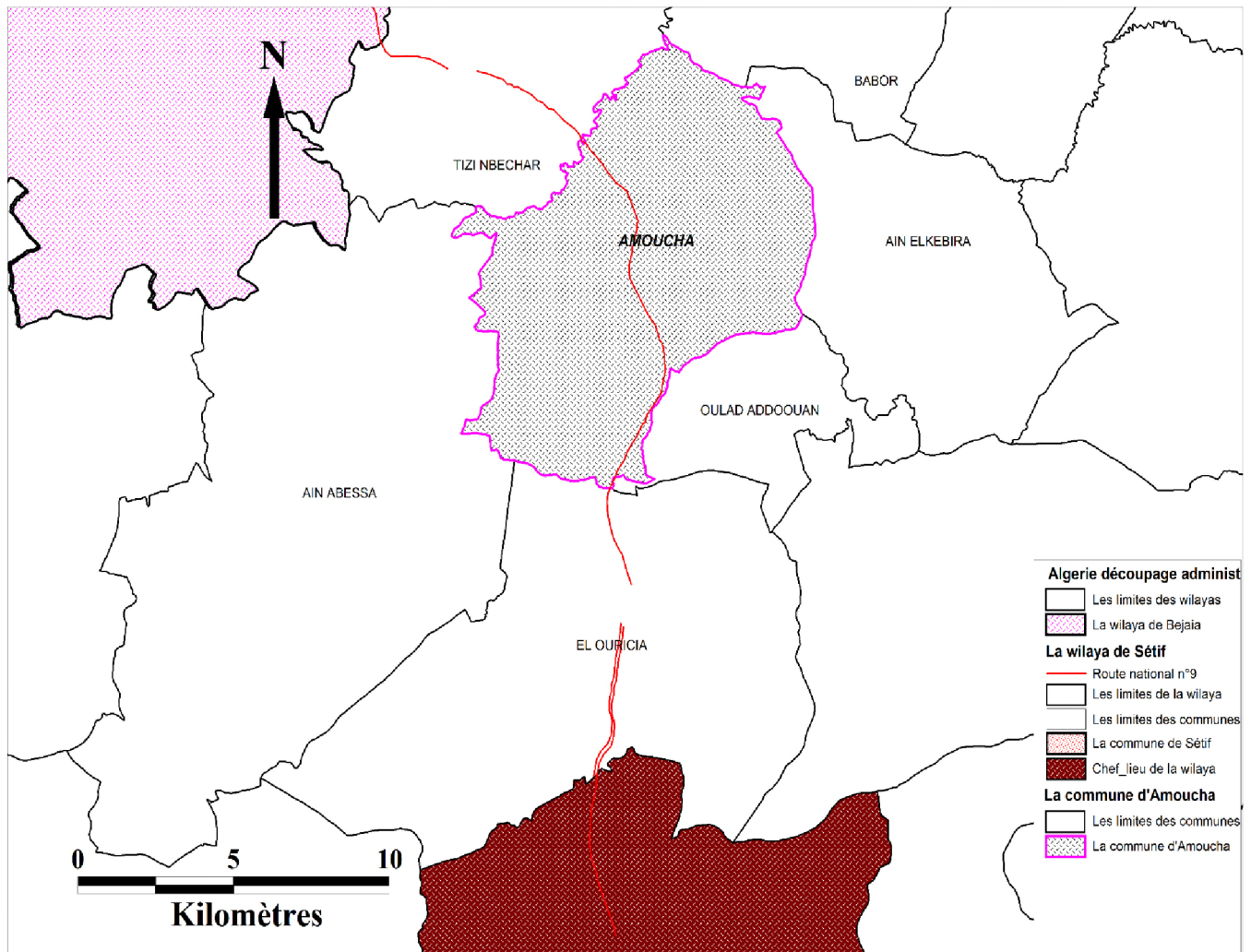


Figure I. 2. Situation géographique de la commune d'Amoucha.

I.2.2. Situation géologique

La géologie du commun d'Amoucha est caractérisée par sa diversité stratigraphique à savoir [1] :

- ✓ Le quaternaire occupe une grande surface de la commune formé par les alluvions actuelle et récentes des oueds, les terres arables, les alluvions anciennes ;
- ✓ Les flysch kabyles (numidiennes) à bancs de grés grossier et argiles kaolinitique ;
- ✓ Les formations telliennes, l'unité supérieure à matériel éocène à matériel presque exclusivement marneux ;

- ✓ Le trias exotique représenté par le faciès gypseux broyés et cargneules.

I.2.3. Sismicité

Les données de la sismicité historique et instrumentale permettent de trier un certain nombre de séismes dont l'intensité est suffisante pour causer d'importants dégâts qui ont affecté la région [1].

- ✓ de 1919 à 1948 cinquante-trois secousses ont été signalées dans les localités d'Amoucha et de Tizi-Nbechar ;
- ✓ le 17 Février 1949 la région a été le théâtre d'une activité sismique intense, elle a atteint une magnitude de 4.9 près de Kherrata et par conséquent a entraîné des dégâts catastrophique au environ de son foyer, la secousse principale a été inscrite dans nombreux centres Européens de détection. les couches marneuses se sont affaissées sur son pourtour et de longue fente se sont ouvertes ;
- ✓ En 1961 la localité de Mechta N'sa a été détruite d'où le transfert de la population vers l'agglomération de Tandja.

I.2.4. Situation hydrologique

La commun d'Amoucha est caractérisée par un réseau hydrographique très ramifié et bien ordonné cela est dû essentiellement à l'importance de la technique au niveau de cette région.

Ainsi elle est traversé par plusieurs oueds en pleines transformation morphologique dus au travail de sapement latéral de leurs rives jusqu'à ce qu'ils atteignent leur équilibre. On distingue : Oued Menannath, Oued Bouchettat, et Oued Adouane ou Amoucha.

Le phénomène d'érosion est très important sous l'influence des crues charriant des volumes important de matériaux il est noté que [1] :

- ✓ le relief conditionne de façon importante l'hydrologie d'un bassin versant, une pente forte entraine un écoulement rapide donc un tems de concentration des eaux court et une montée de crue rapide ;
- ✓ Le couvert végétal a une influence sur les écoulements et provoque l'amortissement des pluies (diminution de leur énergie).

I.2.5. Situation hydrogéologique

Les données recueillies au niveau de la subdivision de l'hydraulique témoignent d'une pauvreté en ressources sous terraine, en effet il n'existe qu'un seul forage à faible qui est exploité par des privés.

On outre, on signale l'excitante de plusieurs sources sans grande importance vu leur tarissement en période de sécheresse a l'exception de quelque unes, ainsi que quelque puits utilisés pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable [1].

I.2.6. Situation topographique

La région d'étude a une topographie relativement régulière caractérisée par un relief relativement plat au niveau de tous ses compartiments.

L'altitude de la zone d'étude pour la ville d'Amoucha varie entre 729,21 m au niveau du point le plus bas à la sortie de la ville sur la route de Béjaia et 884,34 m, au niveau du réservoir 1000 m³ situé au point le plus haut, soit une différence de niveau de 155 m.

L'altitude pour la localité de Tanja varie de 930, 89 au niveau du réservoir 200 m³ à 847,01 au niveau de la sortie de la localité sur la route menant à Amoucha, soit une différence d'altitude de 83,88 m.

Le levé topographique du terrain a mis en évidence un relief non uniforme voire accidenté, sur l'ensemble du territoire de la ville. Ce qui nous permet de la décomposer globalement en deux principales parties : une partie haute à l'Est et une partie basse à l'ouest [1].

Chapitre I. Présentation du site de la zone d'étude

I.2.7. Situation Climatique

Le climat de la zone de projet est caractérisé par un climat méditerranéen à étage bioclimatique subhumide, avec une pluviométrie moyenne de 591 mm par an, et une température moyenne annuelle est de 18.12°C liées à la topographie, et à la végétation [1].

I.2.7.1. Température

La température est un élément majeur dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau et constitue un terme essentiel dans la définition du déficit d'écoulement.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous et schématisé sous forme d'un graphe.

Tableau I. 1. La température mensuelle de la zone d'étude.

Moi	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T°C	6.1	6.8	9.2	11.9	19.2	29.5	33.6	32.6	25.2	20.4	14.8	8.8

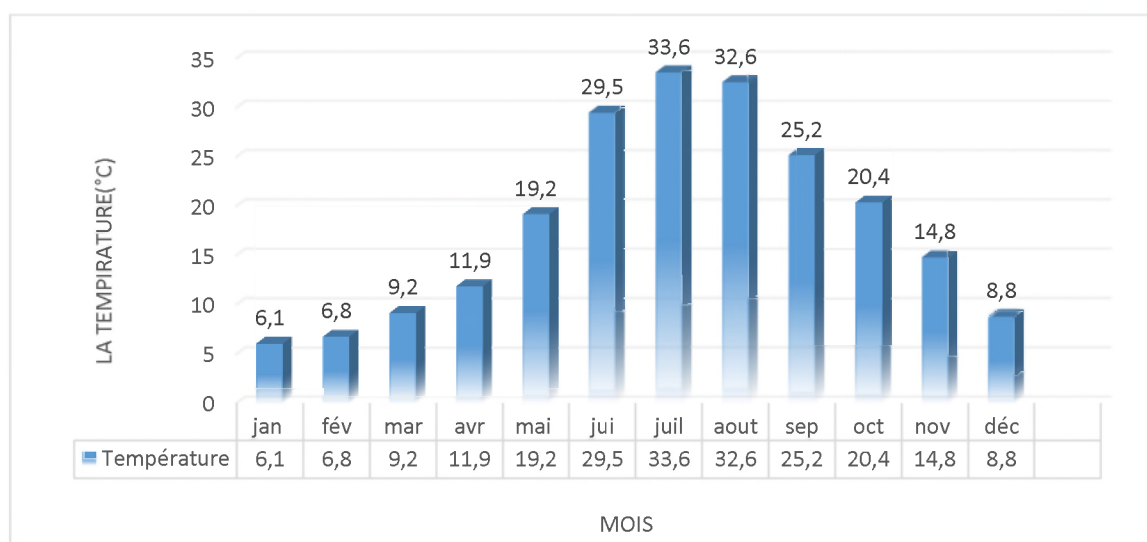


Figure I. 3. La température mensuelle de la zone d'étude.

Le climat de la région est caractérisé par deux saisons : une saison chaude allant du mois de mai au mois d'octobre avec une moyenne de 26.75 °C (Aout le moi le plus chaud) et une saison froide nettement plus longue, allant du mois d'octobre au mois d'avril avec une moyenne de 10 °C (janvier le mois le plus froide).

I.2.7.2. La précipitation

D'après l'extrapolation des données de station limitrophe appartenant à plusieurs ouvrages (Seltzer) [2].

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous et schématisé sous forme d'un graphe.

Tableau I. 2. La pluviométrie mensuelle de zone d'étude.

Station	Source	Sep	Oct	Nov	Dèc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Total
Amoucha	SELTZER	28	42	67	86	91	75	64	54	49	22	6	7	591

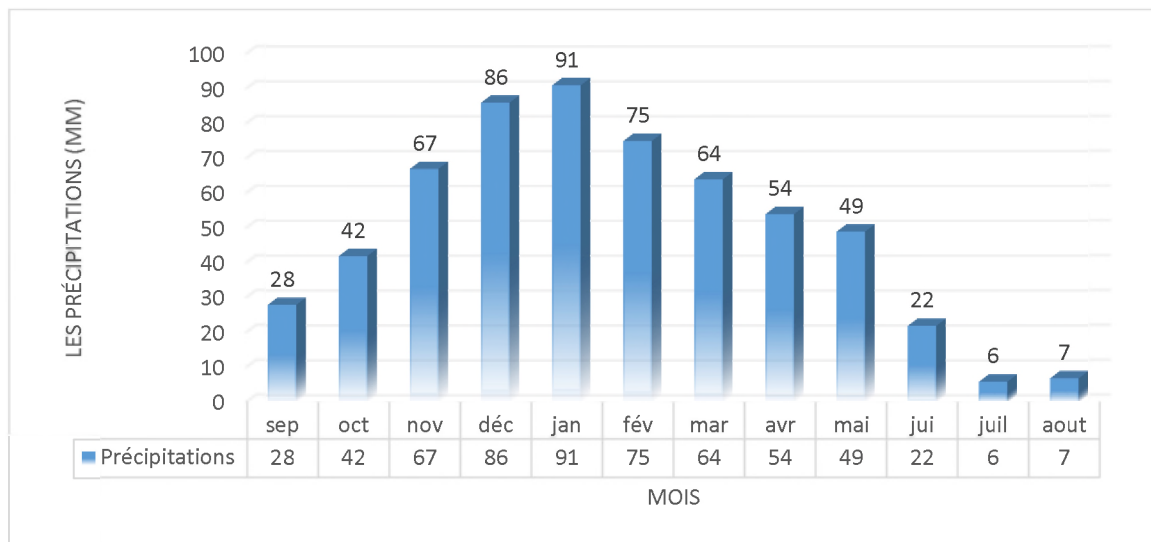


Figure I. 4. La pluviométrie mensuelle de zone d'étude.

Les pluies moyennes mensuelle représentées par le tableau (I.2) traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux période distincte, une saison sèche et une autre relativement humide.

- le mois le plus pluvieux est celui de janvier avec une précipitation de 91 mm ;
- le mois le plus sec est celui de juillet avec une précipitation de 6 mm ;
- la période pluviale s'étale du mois de Octobre jusqu'au mois Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 66 mm.

I.2.7.3. Humidité

L'humidité relative est généralement élevée en hivers avec une moyenne minimale de 21 % en enregistrée au mois d'octobre et une moyenne maximale de 89% au mois de janvier.

I.2.7.4. Les gelées

La gelée fait son apparition généralement du mois de novembre au mois d'avril moyenne annuelle de gelée calculée sur une période de onze années (1981/1992) et cinquante-six (56) jours et cause souvent des dégâts considérable.

I.2.7.5. Les vents

Les directions des vents dominants sont : Ouest et Nord-Ouest. et Nord Est avec une vitesse moyenne annuelle de 03.2m/s avec un maximum de 03.6 m/s enregistré au mois de janvier, ces vents sont violents et cause des dégât importants.

Le sirocco qui est un vent chaud et sec souffle en toute saison avec une légère prédominance printanière est estivale.

I.2.7.6. Les neiges

Les chutes de neiges sont assez rares et exécréments irrégulières. La durée moyenne de l'enneigement varie entre 10 et 15 jours et persiste un peu plus sur les hauteurs.

I.2.8. Situation démographique

La population sédentaire résidant principalement au niveau du chef-lieu sur un pôle urbain en plein développement et à croître plus dans les années à venir, les données et projection du P.D.A.U donnent des informations sur la croissance démographique très rapide surtout au cours des dernières années. A titre indicatif, la population recensée au niveau du chef-lieu en 1987

Chapitre I. Présentation du site de la zone d'étude

était de 3 862 a été multipliée par cinq au cours de vingt ans et se situe au cours du recensement de **2008 à 20 084** habitants. Avec le rythme actuel, de part de sa proximité du chef-lieu de la wilaya, cette ville tend à devenir un pôle urbain important dans les années à venir.

Ce qui fait une augmentation de la demande de la ressource en eau qui sera plus importante dans les prochaines années d'où la restructuration du système d'alimentation en eau potable de la ville.

Les derniers recensements de la population de toute la commune ont fait ressortir les chiffres suivants [1] :

Tableau I. 3. La population de toute la commune d'Amoucha.

Année	1977	1987	1999	2008
Nombre d'habitants selon l'RGPH	9800	14259	19756	22695

Le taux d'accroissement de la population du chef-lieu (A.C.L) entre l'année 1998 et 2008 a été estimé à 1,466 %, ce taux moyen par rapport à la moyenne nationale (1,72% entre 1998 et 2008) dénote sur l'attractivité de cette ville.

La moitié de la population (environ 50,02%) est principalement concentrée dans le centre-ville et les différents quartiers d'extension urbaine, elle s'est agrandie rapidement suite aux migrations massives des douars périphériques Ce phénomène non prévu a accentué la demande en eau et des piquages sur le réseau ont vu le jour que ce soit d'une manière licite ou non licite.

1.2.8.1. Equipements publics

La ville est dotée d'équipements publics grands consommateurs d'eau. On distingue des équipements administratifs, sanitaires, éducatifs, sportifs, culturels, religieux, commerciaux...

Le parc des équipements est appelé à croître en fonction de la croissance démographique de la population. Actuellement le parc des équipements fonctionnels est composé de :

Tableau I. 4. Liste des équipements publique de la zone d'étude.

Désignation des équipements	Nombre
Siège APC	01
Siège Daïra	01
Gendarmerie nationale	01
Sureté de Daïra	01
Protection civile	01
Siege Subdivision de l'Hydraulique	01
Siege Subdivision de la construction	01
Recettes des Impôts	01
Centre ADE	01
Ecole primaire	06
CEM	03

Lycée	02
CFPA	01
Centre de santé	01
Mosquée	06
Stade	01
Salle de sport	01
Bibliothèque	01
Maison de la culture	01
BANQUE BDL	01

I.2.9. Situation hydraulique

I.2.9.1. Eaux superficielles

Actuellement la ressource en eau principale qui alimente la ville d'Amoucha provient des eaux de surface à partir de la source naturelle de Oued EL Bared située à 5 km de Tizi n'Bechar, le débit véhiculé est de 300 L/s et il est de 150 L/s en période d'étiage. L'alimentation de la ville d'Amoucha est assurée par le piquage sur une conduite DN 600 destinée à l'alimentation de la ville de Sétif. Il n'existe pratiquement aucun forage pour l'alimentation en eau de la ville et de la localité de Tandja [2].

I.2.9.2. Le système de production distribution d'eau potable

Le système d'eau potable de la ville d'Amoucha est exploité par le centre de l'ADE dépendant de l'agence de Sétif. Ce centre prend en charge la gestion des eaux de la commune et des quartiers de la zone éparsée. Ce centre n'est pas doté de moyens suffisants pour une bonne gestion et un bon entretien du réseau. En effet, à défaut de moyens humains et matériels de terrassement, surtout lors d'interventions pour la réparation de casses dues aux surpressions et vétusté de conduites [2].

Ce système d'eau potable, comprend :

- Un réservoir situé à l'est de la ville de capacité 1000 m³ ;
- Deux réservoirs 2x250 m³ situés au niveau de la côte la plus élevée au nord de la ville de capacité 500 m³ ;
- Un réservoir de capacité 200 m³ situé dans la localité de Tandja ;
- Une conduite de piquage en amiante-ciment DN 250 sur la conduite en acier DN 600 alimente le réservoir de 1000 m³ ;
- Une conduite d'adduction en PEHD DN 315 du réservoir 1000 m³ vers les deux réservoirs 2x250 m³ et le réservoir de Tandja ;
- Une station de pompage au niveau de la localité de Tandja pour alimenter le réservoir principal ;
- Un réseau de distribution, composé de conduites de différents matériaux allant du diamètre DN20 à DN300 totalisant un linéaire de **23 955** ml.

Ce patrimoine a été constitué au cours de plusieurs années et n'a jamais été l'objet d'un diagnostic préalable dans sa globalité. Aucun archivage digne de ce patrimoine n'a été trouvé, tel que l'historique donnant les dates de pose et de mise en service des canalisations, qui s'avère être une information très importante qui renseigne sur la vétusté des tronçons du réseau. Nous avons tenté de reconstituer l'historique de pose mais en vain car les dates ne sont pas connues

Chapitre I. Présentation du site de la zone d'étude

par les agents chargés de la gestion sauf pour certains tronçons et qui ne renseignent pas suffisamment le système d'information géographique (SIG) établi par nos soins. Ce réseau ne dispose pas de manomètres aux nœuds de partage des conduites qui renseignent sur les différentes pressions de service et leurs variations quotidiennes.

Même les vannes de sectionnements ne sont pas toutes opérationnelles, surtout aux nœuds de partage des conduites. Ce patrimoine comprend aussi certaines bouches d'incendie dont quelques-unes sont toujours opérationnelles.

Selon les responsables du service gestionnaire, les dysfonctionnements ont été constatés surtout au niveau de la partie basse de la ville, il y'a en moyenne 35 réparations par mois !, ce patrimoine souffre apparemment de sa vétusté d'une part et d'un mauvais calage du réseau d'autre part.

La qualité de l'eau est suivie grâce au procédé de désinfection chimique (javellisation-chloration) au niveau des ouvrages de stockage (réservoirs).

L'état des ouvrages de stockage est dans l'ensemble moyen et reste vulnérable à cause d'une insuffisance d'entretien et de nettoyage. Le réservoir de 1000 m³, plus récent (achevé en 1985), est dans un état global meilleur que celui des deux réservoirs 2x250 m³, qui se trouvent dans un état de dégradation surtout pour ce qui est de la partie équipements.

I.2.9.3. Données sur le réseau

Le classement selon le matériau donne le tableau et les graphiques suivants [2] :

Tableau I. 5. Les longueurs et les matériaux utilisés dans les différentes parties du réseau.

Type de matériaux	Longueur (m)	Longueur (%)
Réseau en Amiante ciment	1437	6
Réseau en PEHD	5510	23
Réseau en PVC	16529	69
Réseau en Acier Galvanisé	479	2
Total	23955	100

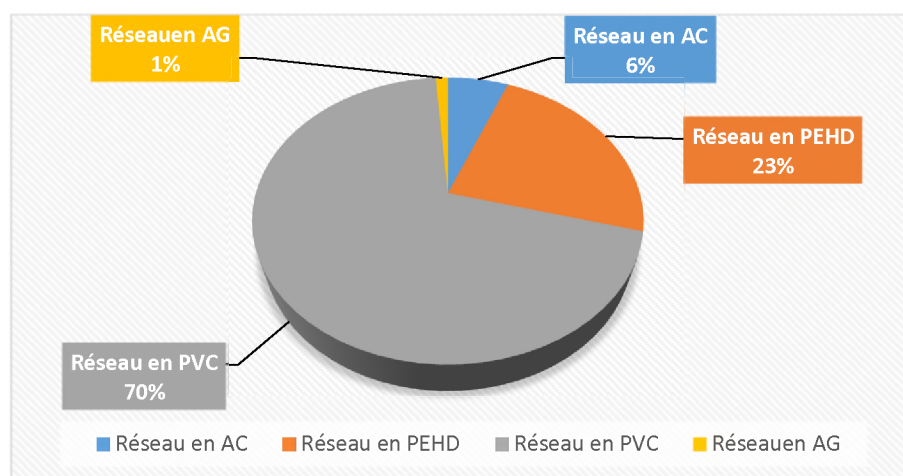


Figure I. 5. La répartition en pourcentage des matériaux.

Les premières remarques à tirer de ce tableau et le graphique sont les suivantes :

Chapitre I. Présentation du site de la zone d'étude

- Le PVC occupe plus que la moitié avec 69%;
- Le PEHD occupe la deuxième place avec 23% ;
- L'amiante-ciment avec 06% ;
- L'acier galvanisé vient en dernier lieu avec 02% ;

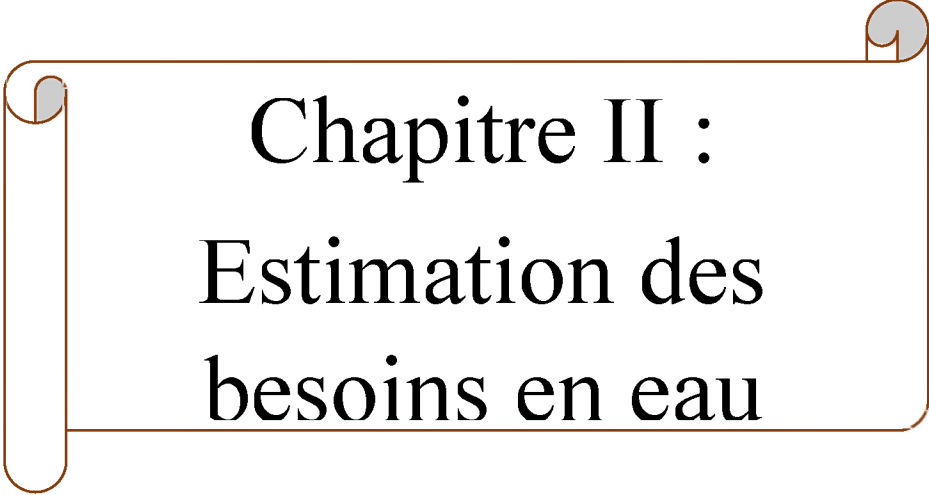
Ces chiffres nous permettent de dire que 77 % du réseau d'AEP de la ville de Amoucha doit être rénové en PEHD.

I.3. Période concerné par l'étude


L'horizon d'estimation prévu pour cette étude est l'an 2048 soit au bout de 30 ans au-delà de cet horizon, l'estimation deviendrait grossière en raison des incertitudes sur l'évolution et la composition future de la population et des équipements.

I.4. Conclusion

Après cette présentation de la ville, on a ressortir quelques points nécessaires, qui vont nous aider à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable du chef-lieu, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la commune d'Amoucha.



Chapitre II :
Estimation des
besoins en eau



II.1. Introduction

Dans le présent chapitre, on va déterminer les différents types de consommateurs et leur norme de consommation unitaire (la dotation) ; évaluer les différents besoins en eau du chef-lieu de la commune et le village de Tandja, l'objet d'étude à l'horizon 2048, en suivant les étapes suivantes :

- ✓ Estimation de la population ;
- ✓ Estimation des besoins domestique et des besoins des équipements ;
- ✓ Calcul des besoins moyens et maximaux journalier ;
- ✓ Calcul des débits moyens et maximaux horaires ;
- ✓ Etablissement du bilan d'eau ;

II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude

II.2.1. La population actuelle

Les derniers recensements de la population de toute la commune ont fait ressortir les chiffres suivants [3] :

- RGPH 2008 : 22 695 ;
- RGPH 1998: 19 756 ;
- RGPH 1987: 14 259 ;
- RGPH 1977: 9 800.

Pour la zone d'étude le recensement général de l'habitat et de la population (**R.G.P.H**) établi en **2008**, qui nous a été transmis par le responsable du service de l'état civil, répartie la population de l'A.C.L sur 11 districts et fait ressortir un total de la population à **13 303** habitants occupant un parc habitat de 2 204 unités logement comme le montre l'annexe.1.

II.2.2. Estimation de la population future

La question de l'horizon du dimensionnement, se pose pour les systèmes d'alimentation en eau potable à « capacité évolutive », c'est-à-dire les systèmes susceptibles de desservir à l'avenir un nombre plus important d'usagers. C'est le cas de notre zone d'étude, vue les capacités d'extensions qui se présente sur les terrains vastes.

- Court terme (2028) ;
- Moyen terme (2038) ;
- Long terme (2048).

Pour l'évaluation de la population future, et suivant le taux d'accroissement enregistré pendant la dernière décennie, différentes méthodes peuvent être utilisées pour établir la prévision d'évolution d'une population, parmi lesquelles :

- la méthode graphique, qui consiste à tracer une extrapolation de la courbe de Croissance de la population, en tenant compte des événements qui ont pu affecter sa variation au cours du temps ;
- la méthode comparative, qui procède par comparaison avec d'autres villes ayant suivi des évolutions similaires, en vérifiant que leurs caractéristiques socio-économiques sont bien comparables ;

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

- L'hypothèse de croissance géométrique, c'est à dire d'un taux de croissance proportionnel à la population, la croissance géométrique peut également être exprimée à l'aide de l'équation des intérêts composés [4] :

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

Avec :

- P_n : population à l'horizon d'étude (2048) ;
- P_0 : population actuelle (2018) ;
- n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans).
- T : taux d'accroissement démographique moyen.

II.2.2.1. Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population du chef-lieu (A.C.L) entre l'année 1998 et 2008 a été estimé à **3,02 %**, ce taux est élevé par rapport à la moyenne nationale (1,72% entre 1998 et 2008) dénote sur l'attractivité de cette ville.

L'édition finale du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U), bien qu'elle ait été établie en 2011, n'a pas pris en considération les données du R.G.P.H de 2008, mais il est indiqué qu'au niveau du chef-lieu le taux d'accroissement sera de **1,76%** à moyen terme et de **1,06%** à long terme [2].

On conclusion on prend ce qui suit :

Tableau II. 1. Le taux d'accroissement des déférentes périodes d'étude.

Horizons	2018	2028	2038	2048
Taux d'accroissement (%)	3.02	3.02	1.76	1.06

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.3) suivant :

Tableau II. 2. Prévision de la population aux différents horizons.

Horizon	2018	2028	2038	2048
Taux d'accroissement	3.02	3.02	1.76	1.06
Zone I	1850	2491	2996	3296
Zone II	15205	20474	24377	27088
Zone III (Tandja)	857	1153	1373	1527
Total	17912	24120	28717	31911

Suivant le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U) la ville de Amoucha aura trois importants POS et seront réalisés au fur et à mesure jusqu'à 2048 comme suite [1] :

- POS N°03 (3000 habitants) à court terme entre 2018 et 2028 ;
- POS N°05 (4000 habitants) à moyen terme entre 2028 et 2038 ;
- POS N°07 (3000 habitants) à long terme entre 2038 et 2048.

II.2.3. La population totale

La population totale de la zone d'étude représentée dans le tableau (II.4) ci-dessous :

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

Tableau II. 3. La population totale aux différents horizons.

Horizon	2018	2028	2038	2048
Taux d'accroissement	3.02	3.02	1.76	1.06
Zone I	1850	2491	2996	3296
Zone II+POS	15205	23474	31377	37088
Zone III (Tandja)	857	1153	1373	1527
Total	17912	27120	35717	41911

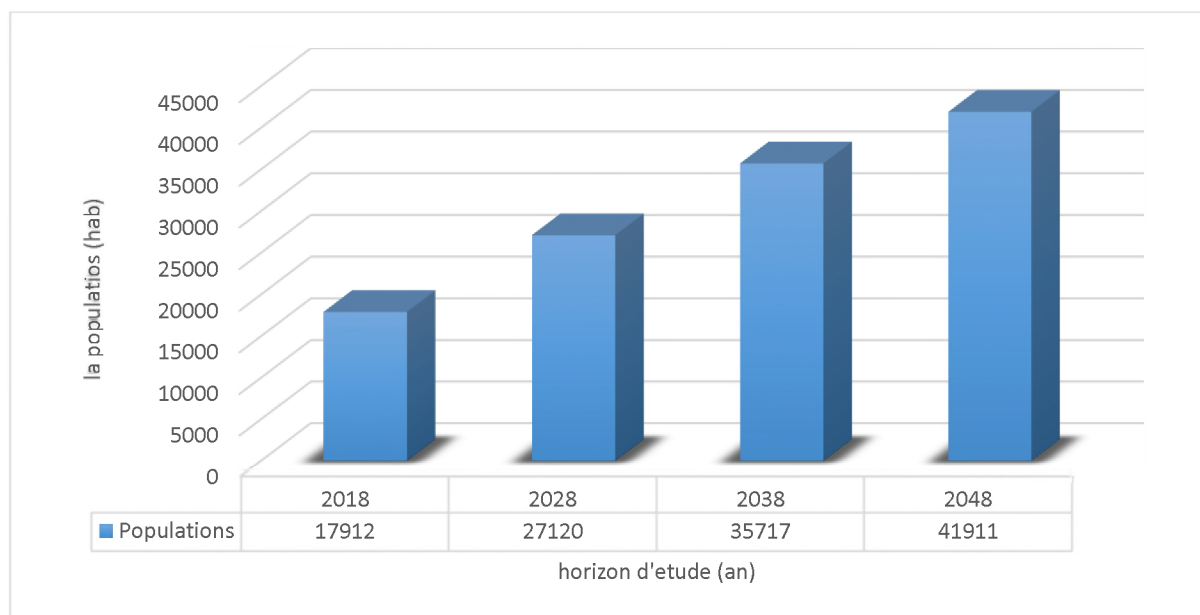


Figure II. 1. Evaluation démographique de la zone d'étude.

II.3. Estimation des équipements [1]

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tel que :

- Les besoins administratifs ;
- Les besoins pour l'arrosage ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins socio-culturels ;
- Les besoins scolaires ;
- les besoins commerciaux.

II.3.1. Besoins en équipements scolaires

En tout Amoucha est l'une des communes de la wilaya suffisamment dotée en matière d'infrastructures scolaires et représente le secteur le plus développé de l'aire d'étude.

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

II.3.1.1. Situation du cycle primaire

La zone d'étude dispose de 6 établissements pour l'enseignement primaire, ces derniers disposent d'un total de 73 classes, le nombre d'élève accueillis dans ces établissements pour l'année scolaire 2018/2019 est de l'ordre de 2301 encadrés par 81 enseignants, le taux d'occupation moyenne par classe est de 30 élève et le taux d'encadrement est d'un enseignant pour 28 élève.

Les besoins futurs en infrastructures scolaires pour le primaire seront déterminés en fonction de l'accroissement de la population scolarisable aux différentes échéances sur la base d'un taux d'accroissement moyen de 5.19 constaté entre 2008 à ce jour.

Les résultats sont donnés dans les tableaux (II.5) et (II.6) suivant :

Tableau II. 4. L'accroissement la population scolarisable.

	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Population scolarisée (élève)	2031	3496	5309	8064
Taux d'accroissement	5.19			
Accroissement en valeur absolue (élève)	0	1195	3008	5763

Tableau II. 5. Les classes nécessaires par apport aux taux d'occupation par classe.

T.O.C	Déficit Actuel	Classes nécessaires		
		Court terme 2028	Moyen terme 2038	Long terme 2048
- 30 courts termes - 28 moyens termes et long terme	04	44	117	215

Pour la satisfaction des besoins en matière de salles de cours, il est nécessaire de réaliser 215 classes entre 2018 et 2048 avec un moyen de 8 classes par an.

II.3.1.2. Situation du cycle moyen

La zone d'étude composée de 03 établissements. Ces infrastructures disposent au total de 59 salles des cours ordinaires et de 06 laboratoires. Le nombre d'élève inscrit durant année scolaire 2018/2019 est de l'ordre 2227 élèves. Le taux d'occupation moyen par classe est de 38 élèves par classes avec un taux d'encadrement moyen d'un enseignant pour 26 élèves.

Le déficit actuel en matière de salle de classe pour ce cycle et par rapport à un T.O.C de 30 élèves par classe s'élève à 16 classes.

II.3.1.3. Situation de l'enseignement secondaire

La zone d'étude dispose actuellement deux (02) lycée situé au chef-lieu de la commune et dispose au totale de 36 classes et 08 laboratoire.

Le nombre d'élève inscrit durant l'année 2018/2019 est de l'ordre de 1188 élèves. Le taux d'occupation moyen par classe est de 33 élèves par classe avec un taux d'encadrement d'un enseignant pour 22 élèves.

Ce cycle d'enseignement accuse actuellement un déficit de 07 classes par rapport au T.O.C moyen de 28 élèves par classe.

D'après le P.D.A.U de la commune de Amoucha la zone aura bénéficié d'un lycée avec 50% Technicom qui permet de diminuer le T.O.C et d'améliorer la qualité d'enseignement.

Ce projet sera réalisé à court terme pour la période (2018-2028).

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

II.3.2. Besoin en équipements sanitaire

Il ressort de l'étude de l'état de fait de la zone d'étude ne dispose que d'une infrastructure légère composée d'un centre de santé doté d'une maternité urbaine et de 02 salles de soins et 40 lits hôpitaux, qui est loin de satisfaire et de répondre aux besoins croissants en matière de soins d'une population en plein expansion.

Cependant nous procéderons à l'estimation des besoins futurs dans ce domaine en fonction des prévisions démographique aux différentes échéances (2018, 2028, 2038,2048) et sur la base des normes retenus par le schéma national d'aménagement du territoire S.N.A.T :

Les normes retenues par le schéma national d'aménagement du territoire S.N.A.T sont comme suite :

- 01 polyclinique pour 48000 Habitants ;
- 01 Centre de santé pour 12000 Habitants ;
- 01 salle de soins pour 3000 Habitants ;
- 02 lits d'hôpitaux pour 1000 Habitants.

Les équipements concernés sont ceux qui présentent une superficie et une consommation en eau importantes.la programmation est faite par le PDAU en matière d'équipements sanitaires. Les besoins en équipements sanitaires pour les différents horizons sont donnés dans le tableau (II.7) suivant :

Tableau II. 6. Les besoins en équipements sanitaire aux défirrent horizon.

Equipement	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Sale de soin	2	9	11	14
Maternité	1	1	1	2
Polyclinique	1	1	1	1
centre de santé	1	2	3	4
Lits d'hôpitaux	40	54	70	82

II.3.3. Besoins en équipements administratifs

Les différents besoins administratifs à l'horizon 2048 sont réunis dans le tableau (II.8) suivant :

Tableau II. 7.Les besoins en équipements administratifs.

Equipment	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Siège APC	1	1	1	1
Siège Daïra	1	1	1	1
Poste	1	1	2	2
CNAS	1	1	1	1
Algérie télécom	1	1	1	1
Gendarmerie nationale	1	1	1	1
Sureté de Daïra	1	1	1	1

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

Protection civile	1	1	1	1
Centre ADE	1	1	1	1
Siege Subdivision de l'Hydraulique	1	1	1	1
Siege Subdivision de la construction	1	1	1	1
Central téléphonique	1	1	1	1
Section tribunal	0	1	1	1
BANQUE BDL	1	1	1	1

II.3.4. Besoins en équipements socioculturels

Les besoins en équipements socioculturels pour les différents horizons sont donnés dans le tableau (II.9) suivant :

Tableau II. 8. Les besoins en équipements socioculturels.

Equipement	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Stade communal	2	2	2	3
Salle de sport	1	2	2	2
Centre culturel	1	1	1	2
Maison des jeunes	0	1	1	1
Mosquée	6	8	11	14
Crèche	0	1	2	5
Jardin pour enfant	1	1	2	2
Hôtel	1	3	3	4

II.4. Demande en eau

La demande en eau varie d'plus en plus au cours de la journée et peut atteindre une valeur supérieure ou double, voire le triple de la moyenne journalier.

Cette variation n'a aucun effet sur les besoins évolués en volume, bien qu'elle devra dicter les paramètres de dimensionnement des conduites du réseau de distribution et des ouvrages de stockage.

L'évolution des besoins en eau potable expose sur les paramètres principaux suivant :

- L'eau à usage domestique ;
- Pour les catégories d'usages (école, hôpitaux, emploi administratif...) les besoins sont évolués sur la base :
 - ✓ Effectifs des emplois et nombre d'établissements ;
 - ✓ Norme de consommation par unité.

II.4.1. Estimation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique,... etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.


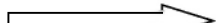
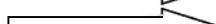
II.4.1.1. Les Besoins en eau domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie.

II.4.1.1.1. La dotation

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser d'être humain dans ses différents besoins. L'évolution de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbain), le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur,...etc.

Généralement, pour l'estimation des besoins domestique d'une agglomération urbaine, nous pouvons tabler en première approximation sur la base suivante [4] :

- ◆ Villes de 5000 à 20000 habitants  150 à 200 l/j/hab ;
- ◆ Villes de 20000 à 100000 habitants  200 à 300 l/j/hab ;
- ◆ Villes au-dessus de 100000 habitants  300 à 400 l/j/hab.

Donc le calcul des besoins domestiques futurs du chef-lieu d'Amoucha se fera à la base d'une consommation unitaire de 180 l/j/hab, et de 150 l/j/hab pour moyenne et courte terme.

II.4.1.1.2. Consommation moyenne journalière de la population

Consommation moyenne journalière de la population Est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{(q_i \times N_i)}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- q_i : dotation journalière en l/j/hab ;
- N_i : nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans les tableaux (II.10 ; II.11 ; II.12 ; II.13) ci-après :

Tableau II. 9. Evaluation de la consommation domestique.

Horizon	2018	2028	2038	2048
Population (hab)	17912	27120	35717	41911
Dotation (l/hab/j)	150	150	180	180
$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	2686.8	4068	6429.06	7543.98

Evaluation de la consommation de la zone I :

Tableau II. 10. Evaluation de la consommation de la zone I.

Horizon	2018	2028	2038	2048
Population (hab)	1850	2491	2966	3296
Dotation (l/hab/j)	150	150	180	180
$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	277,5	373,65	533,88	593,28

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

Evaluation de la consommation de la zone II :

Tableau II. 11. Evaluation de la consommation de la zone II.

Horizon	2018	2028	2038	2048
Population (hab)	15205	23474	31377	37088
Dotation (l/hab/j)	150	150	180	180
$Q_{moy,j} (m^3/j)$	2280,75	3521,1	5647,86	6675,84

Evaluation de la consommation de la zone III(Tandja)

Tableau II. 12. Evaluation de la consommation de la zone III(Tandja).

Horizon	2018	2028	2038	2048
Population (hab)	857	1153	1373	1527
Dotation (l/hab/j)	150	150	180	180
$Q_{moy,j} (m^3/j)$	128,55	172,95	247,14	274,86

II.4.1.2. Les besoins en eau des équipements

Les besoins des différents équipements (scolaires, administratifs, sanitaires, socio-culturels, sportifs et commerciaux) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes :

❖ Par le nombre d'occupation

On utilise l'expression suivante :

$$B_e = N_o * q_i \quad (II.3)$$

Tell que :

- B_e : Besoin en eau (m^3/j) ;
- N_o : nombre d'occupants de l'équipement ;
- q_i : dotation de la consommation (l/j/occupant).

❖ Par la surface du planché

Le calcul se fait moyennement :

$$B_e = S * q_{i.s} \quad (II.4)$$

Tell que :

- B_e : Besoin en eau (m^3/j) ;
- S : Surface du planché de l'équipement ;
- $q_{i.s}$: Dotation (l/j/m²).

II.4.1.2.1. Consommation moyenne journalière des équipements

❖ Les besoins scolaires

Qui sont les quantités demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publiques, les centres de formation,...etc. En général, la dotation de consommation pour les écoles est entre 10 et 20 l/j/élève. Nous opterons pour une dotation de 15 l/j/élève.

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

❖ Les besoins sanitaires

Ce sont les quantités d'eau nécessaires pour les centres de santé, polyclinique, salle de soins,...etc. La dotation qu'on va utiliser est de 50l/j/patient.

❖ Les besoins socio-culturels

Ce sont les besoins des mosquées, maison de jeunes,...etc. On prend 15 l/j/usager comme dotation.

Au niveau de la zone d'étude, les besoins en eau des équipements existants sont représentés dans le tableau (II.14) ci-dessus :

Tableau II. 13. Les besoins en eau des équipements existants

Agglomération	Les équipements	Consommation journalière (m ³ /j)
Amoucha	Besoins administratifs	4.8
	Besoins scolaires	110.3
	Besoins sanitaires	15
	Besoins culturels	92
	Besoins cultuels	150
	Besoins de service	10
	Besoins commerciaux	16
	Besoins industriels	12
	Total (m³/jour)	410.1

II.4.1.2.2. Les besoins en eau des équipements futurs

Les besoins des équipements projetés sont en fonction du débit domestique actuel et à long terme et le débit d'équipement actuel, alors le débit d'équipement à long terme est donné par la formule suivante :

$$\frac{Q_{equi.act}}{Q_{dom.act}} = \frac{Q_{equi.2048}}{Q_{dom.2048}} \quad (II.5)$$

Avec :

- $Q_{equi.act}$: débit d'équipement actuel ;
- $Q_{dom.act}$: débit domestique actuel ;
- $Q_{equi.2048}$: débit d'équipement à long terme (2048) ;
- $Q_{dom.2048}$: débit domestique à long terme (2048).

Les résultats sont donnés dans le tableau (II.15) ci-dessous :

Tableau II. 14. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone d'étude.

Horizon	Besoins (m ³ /j)	
	Domestique	Equipement
2018	2686.8	410.10
2028	4068	620.92
2038	6429.06	981.30
2048	7543.98	1151.48

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

Les besoins en eau des équipements futurs de la zone I :

Tableau II. 15. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone I.

Horizon	Besoins (m ³ /j)	
	Domestique	Equipement
2018	277,5	41.010
2028	373,65	62.092
2038	533,88	98.130
2048	593,28	115.148

Les besoins en eau des équipements futurs de la zone II :

Tableau II. 16. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone II.

Horizon	Besoins (m ³ /j)	
	Domestique	Equipement
2018	2280,75	348,585
2028	3521,1	527,782
2038	5647,86	834,105
2048	6675,84	978,758

Les besoins en eau des équipements futurs de la zone III :

Tableau II. 17. Les besoins en eau des équipements futurs de la zone III.

Horizon	Besoins (m ³ /j)	
	Domestique	Equipement
2018	128,55	20,505
2028	172,95	31,046
2038	247,14	49,065
2048	274,86	57,574

II.4.2. Récapitulation des besoins moyens journaliers

Le tableau (II.19) ci- après ainsi que le graphe(II.2) nous montre l'évolution des besoins en eau à différents horizons de la région.

Tableau II. 18. Récapitulation des différentes consommations journalières.

Zone	Besoins (m ³ /j)	Horizons			
		2018	2028	2038	2048
I	Domestique	277.5	373.65	533.88	593.28
	Equipement	41.01	62.092	98.13	115.148
Total		318,51	435,742	632,01	708,428
II	Domestique	2280,75	3521,1	5647,86	6675,84

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

	Equipement	348,585	527,782	834,105	978,758
Total		2629,335	4048,882	6481,965	7654,598
III (Tandja)	Domestique	128,55	172,95	247,14	274,86
	Equipement	20,505	31,046	49,065	57,574
Total		149,055	203,996	296,205	332,434
Total des trois zones		3096.9	4688.92	7410.36	8695.46

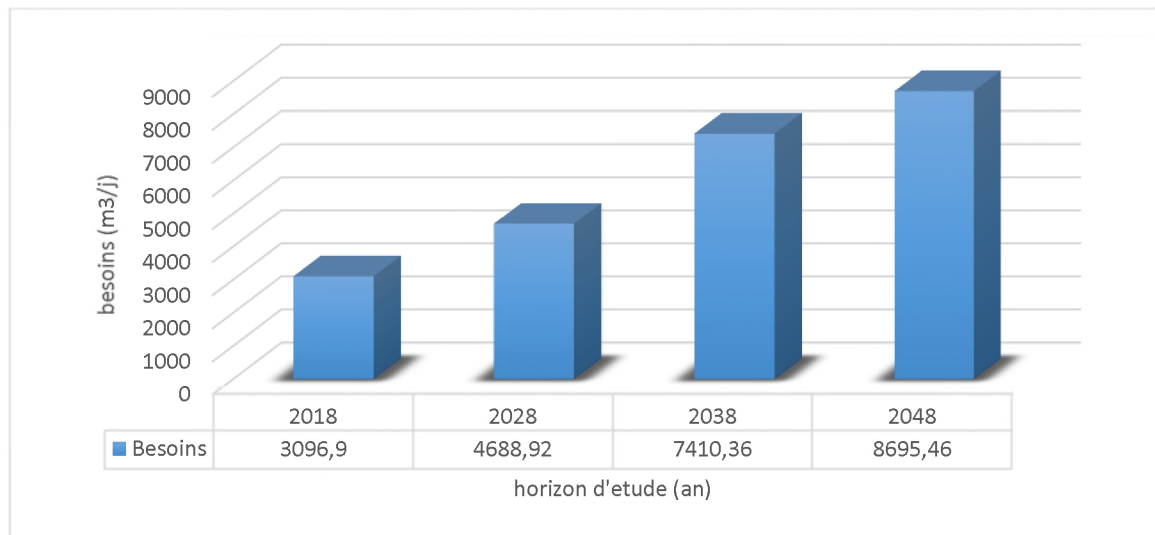


Figure II. 2. Evolution des besoins moyens journalière de la zone d'étude.

II.4.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau, varie suivant le type de tuyaux, leur vétusté, la nature du terrain et la qualité de l'entretien. On considère qu'il est difficile déduire les pertes à moins de 10% (rapportée à la production) même pour un réseau neuf, et que 15% des pertes caractérisent un réseau en bon état et très bien entretenu.

Pour notre cas on va compenser les fuites au niveau de l'adduction, du réseau de distribution et de l'abonné en effectuant une majoration de 30% de la consommation, telle que :

$$Q_{moy.j.maj} = Q_{moy.j} * K_f \quad (II.6)$$

Avec :

- $Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- K_f : coefficient de fuite ($K_f=1+\text{taux de fuite}=1.3$) ;
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

La consommation moyenne totale et majoré de la zone I :

Tableau II. 19. La consommation moyenne totale et majoré de la zone I.

Consommation (m^3/j)	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
$Q_{moy.j}$ Total	318,51	435,742	632,01	708,428
$Q_{moy.j}$ Majoré	414,063	566,4646	821,613	920,9564

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

La consommation moyenne totale et majoré de la zone II :

Tableau II. 20. La consommation moyenne totale et majoré de la zone II.

Consommation (m ³ /j)	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Q _{moy,j} Total	2629,335	4048,882	6481,965	7654,598
Q _{moy,j} Majoré	3418,1355	5263,5466	8426,5545	9950,9774

La consommation moyenne totale et majoré de la zone III :

Tableau II. 21. La consommation moyenne totale et majoré de la zone III.

Consommation (m ³ /j)	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Q _{moy,j} Total	149,055	203,996	296,205	332,434
Q _{moy,j} Majoré	193,7715	265,1948	385,0665	432,1642

Tableau II. 22. La consommation moyenne totale et majoré de la zone d'étude.

Consommation (m ³ /j)	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
Q _{moy,j} Total	3096.9	4688.92	7410.36	8695.46
Q _{moy,j} Majoré	4025.97	6095.596	9633.468	11304.098

II.4.4. Détermination de la consommation maximale journalière

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité.

Le débit maximum c'est le débit correspondant au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme un élément de base dans les calculs pour le dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

Nous pouvons écrire :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (II.7)$$

D'où :

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière en (m³/j) ;

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière = 1,3.

Le réseau répondra à la demande exceptionnelle $Q_{max,j}$ qui est le débit maximal du jour le plus chargé de l'année. K_{max} Dépend de l'importance de la zone, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3.

Pour le cas de notre zone d'étude, on prendra : $K_{max}=1,3$. Alors les débits maximaux journaliers seront représenté dans le tableau (II.24) suivant :

La consommation maximale journalière de la zone I :

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

Tableau II. 23. La consommation maximale journalière de la zone I.

Consommation	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	414,063	566,4646	821,613	920,9564
$K_{max,j}$	1.3	1.3	1.3	1.3
$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	538,2819	736,40398	1068,0969	1197,24332

La consommation maximale journalière de la zone II :

Tableau II. 24. La consommation maximale journalière de la zone II.

Consommation	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	3418,1355	5263,5466	8426,5545	9950,9774
$K_{max,j}$	1.3	1.3	1.3	1.3
$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	4443,57615	6842,61058	10954,5209	12936,2706

La consommation maximale journalière de la zone III :

Tableau II. 25. La consommation maximale journalière de la zone III.

Consommation	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	193,7715	265,1948	385,0665	432,1642
$K_{max,j}$	1.3	1.3	1.3	1.3
$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	251,90295	344,75324	500,58645	561,81346

Tableau II. 26. La consommation maximale journalière de la zone d'étude.

Consommation	Horizon			
	2018	2028	2038	2048
$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	4025.97	6095.596	9633.468	11304.098
$K_{max,j}$	1.3	1.3	1.3	1.3
$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	5233.761	7924.275	12523.51	14695.33

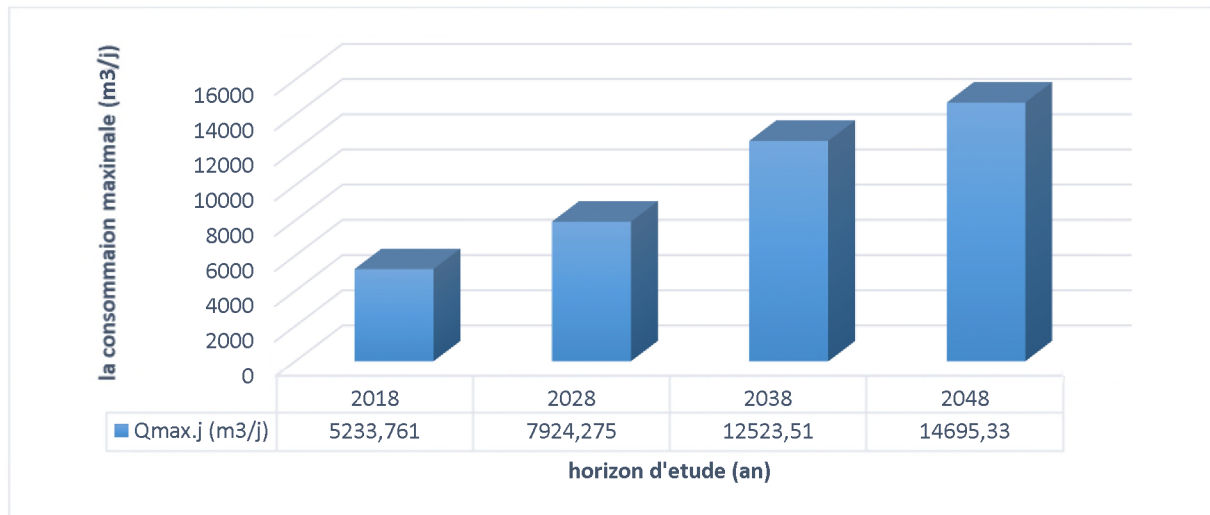


Figure II. 3. La consommation maximale journalière de la zone d'étude.

II.4.5. Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{max,h}$, $K_{min,h}$) [7].

II.4.5.1. Calcul des débits moyens horaires

Les débits horaires sont déterminés en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (II.8)$$

Avec :

$Q_{max.h}$: Débit maximum horaire en m^3/h

Les débits moyens horaires pour les différentes zones d'études sont représentés dans le tableau (II.28) suivant :

Tableau II. 27. Les débits moyens horaires.

Zone	Consommation	Horizon			
		2018	2028	2038	2048
I	$Q_{moy.j} (m^3/j)$	538,28	736,40398	1068,0969	1197,24332
	$Q_{moy.h} (m^3/h)$	22,43	30,68	44,50	49,89
II	$Q_{moy.j} (m^3/j)$	4443,58	6842,61	10954,52	12936,27
	$Q_{moy.h} (m^3/h)$	185,149	285,11	456,44	539,01
III	$Q_{moy.j} (m^3/j)$	251,90	344,75	500,59	561,81
	$Q_{moy.h} (m^3/h)$	10,50	14,36	20,86	23,41
Totale	$Q_{moy.j} (m^3/j)$	5233,76	7923,77	12523,20	14695,33
	$Q_{moy.h} (m^3/h)$	218,073375	330,15699	521,80018	612,30531

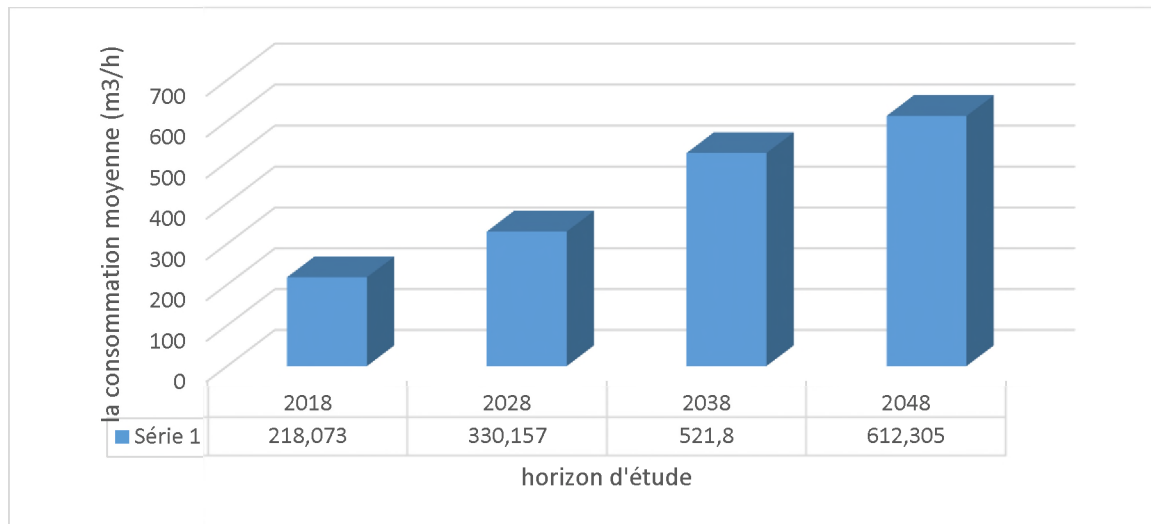


Figure II. 4. Les débits moyens horaires.

II.4.5.2. Détermination des débits maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \quad (II.9)$$

$K_{max,h}$: Coefficient de pente horaire tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort

$Q_{max,h}$: Débit max horaire en m^3/h .

II.4.5.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale horaire

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients à savoir :

α_{max} : Coefficient qui tient compte de confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il varie entre 1.2 et 1.5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend :

$$\alpha_{max} = 1.3$$

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.10)$$

Tableau II. 28. Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Tableau II. 29. Coefficient β_{max} et $K_{max,h}$ de la commune de Amoucha.

Horizon	Zone	Population	β_{max}	$K_{max,h}$
2018	I	1850	1.73	2.249
	II	15205	1,25	1,625

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

	III	857	2	2,6
2028		2491	1,6	2,08
	II	23474	1,18	1,534
	III	1153	1,94	2,522
2038	I	2996	1,57	2,041
	II	31377	1,15	1,495
	III	1373	1,85	2,405
2048	I	3296	1,55	2,015
	II	37088	149	193,7
	III	1527	1,79	2,327

Tableau II. 30. Débit maximum horaire.

Zone	Consommation	Horizon			
		2018	2028	2038	2048
I	Q _{moy.h} (m ³ /h)	22,43	30,68	44,5	49,89
	K _{max.h}	2,249	2,08	2,041	2,015
	Q _{max.h} (m ³ /h)	50,445	63,814	90,825	100,528
II	Q _{moy.h} (m ³ /h)	185,15	285,11	456,44	539,01
	K _{max.h}	1,625	1,534	1,495	1,937
	Q _{max.h} (m ³ /h)	300,869	437,359	682,378	1044,062
III	Q _{moy.h} (m ³ /h)	10,5	14,36	20,86	23,41
	K _{max.h}	2,6	2,522	2,405	2,327
	Q _{max.h} (m ³ /h)	27,3	36,216	50,168	54,475
Total	Q _{moy.h} (m ³ /h)	218,07	330,16	521,8	612,31

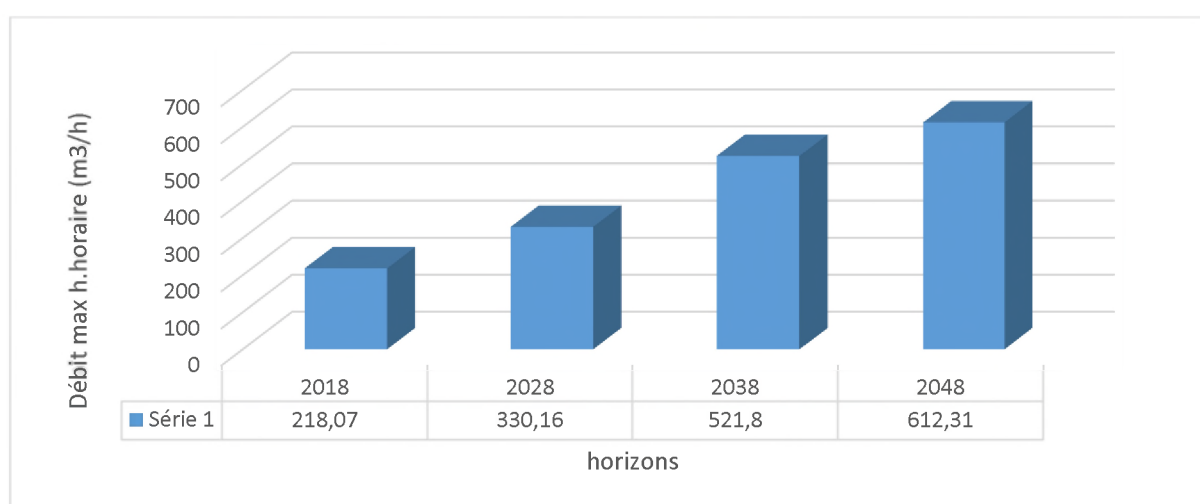


Figure II. 5. Débit maximum horaire.

CHAPITRE II. Estimation des besoins en eau.

II.5. Bilan de comparaison

On va prendre les valeurs de la consommation journalière maximale pour le calcul des déficits en eau. Donc on peut faire le bilan ressources-besoins comme suit :

$$\text{Bilan} = Q(\text{Ressource}) - Q(\text{Besoins})$$

❖ Production :

Tableau II. 31 Le débit de production de la source.

Source	Production (m ³ /an)	Production (m ³ /j)	Production (m ³ /h)
Oued El Bared	584710	1602	66.75

❖ Bilan de comparaison :

Tableau II. 32. Bilan de comparaison.

Horizon	2018	2028	2038	2048
Qmax.j (m ³ /j)	5233,761	7924,275	12523,51	14695,33
Production (m ³ /j)	1602	1602	1602	1602
Déficit (m ³ /j)	3631,761	6322,275	10921,51	13093,33

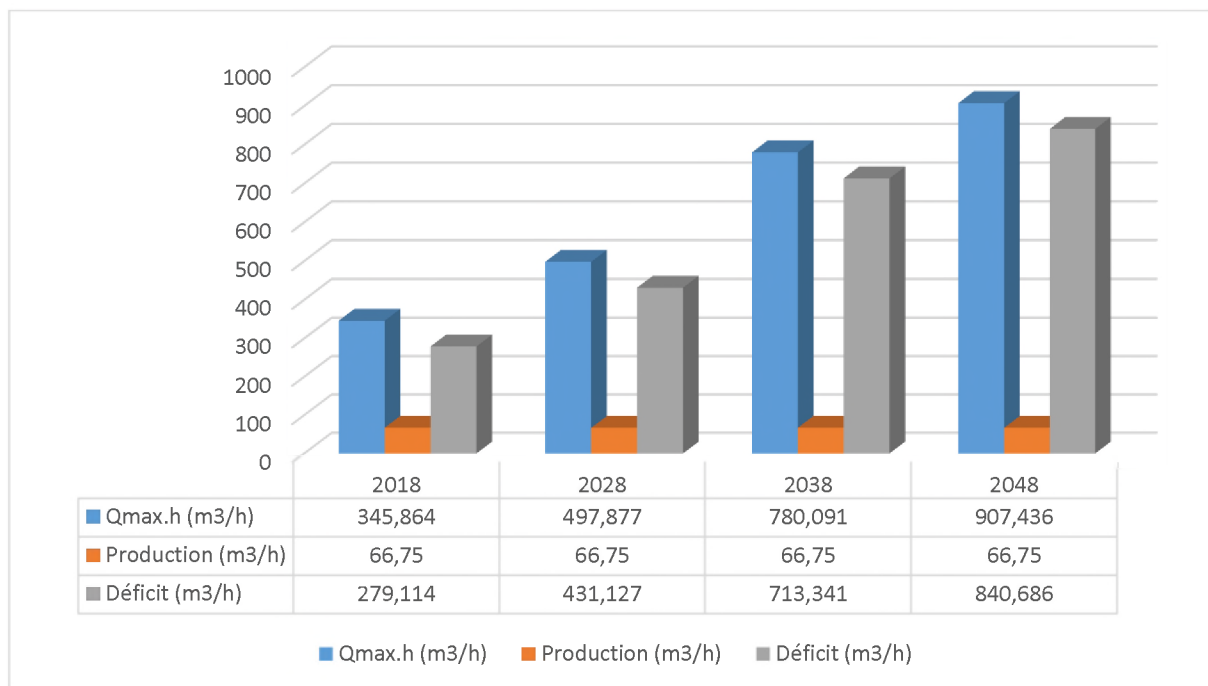


Figure II. 6. Bilan de comparaison.

II.6. Conclusion

D'après les résultats ci-dessus on constate que la quantité d'eau produite à partir de la source oued el Bared pour la ville d'Amoucha n'est pas suffisante pour répondre aux besoins de l'agglomération actuelle à court, à moyen et à long terme. Donc il est nécessaire de mobiliser : 300 (m³/h) actuellement, 450 (m³/h) à court terme et 850 (m³/h) à moyen et long terme.



Chapitre III : Réservoir



III.1. Introduction

La consommation en eau de la population varie pendant la journée, où des fois elle atteint des valeurs maximales supérieures et des fois des valeurs minimale inférieures au débit de la source, donc il va y avoir soit un déficit ou un gaspillage d'eau, et afin de régler ce problème on construit un réservoir de stockage, dont son principe est de stocker l'eau dans les périodes où la demande des populations est faible pour pouvoir satisfaire les besoins en eau dans les heures de pointe.

Deux facteurs essentiels doivent être tenus en compte lors la conception d'un réservoir :

- ✓ Conserver la qualité de l'eau stockée ;
- ✓ Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

III.2. Généralité

III.2.1. 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.

III.2.2. Rôle des réservoirs.

Les réservoirs ont une grande importance dans l'alimentation en eau potable car ils jouent le rôle de gestionnaire d'eau on le réservant dans les heures où la consommation est faible et le redistribuer dans les heures de pointes, il a aussi d'autres fonctions sont les suivant [4] :

Fonctions techniques :

- L'eau stockée est directement disponible ;
- Simplifier l'exploitation ;
- Un anneau de la chaîne de protection contre les incendies ;
- Permet une décantation des éventuelles impuretés et un mélange optimal avec des produits de traitement et maintenir l'eau à une température constante ;
- Régulation de fonctionnement de la station de pompage ;
- Un système de diminution de pression dans la distribution étagé.
- Sécurité d'approvisionnement.

Fonctions économiques :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de protection ;
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution ;
- Assure une pression constante dans le réseau permettant des économies d'énergie, car les pompes sont inutiles.

III.2.3. Emplacement du réservoir [4].

Il faut évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment du point. En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément, celle de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour avoir, en première approximation, l'altitude du radier de la cuve.

Le relief, la géologie et aussi les extensions futures doivent aussi être tenus en compte lors de l'emplacement du réservoir.

III.2.4. Classification des réservoirs [4].

D'après la nature des matériaux en distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonneries ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou en précontrainte.

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

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour (dit châteaux).

D'après l'usage, on trouve :

- Des réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- Des réservoirs d'équilibre et de traitement ;

Enfin, d'après des 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.

III.2.5. Equipements des réservoirs [4]

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 (III.1) ci-dessous :

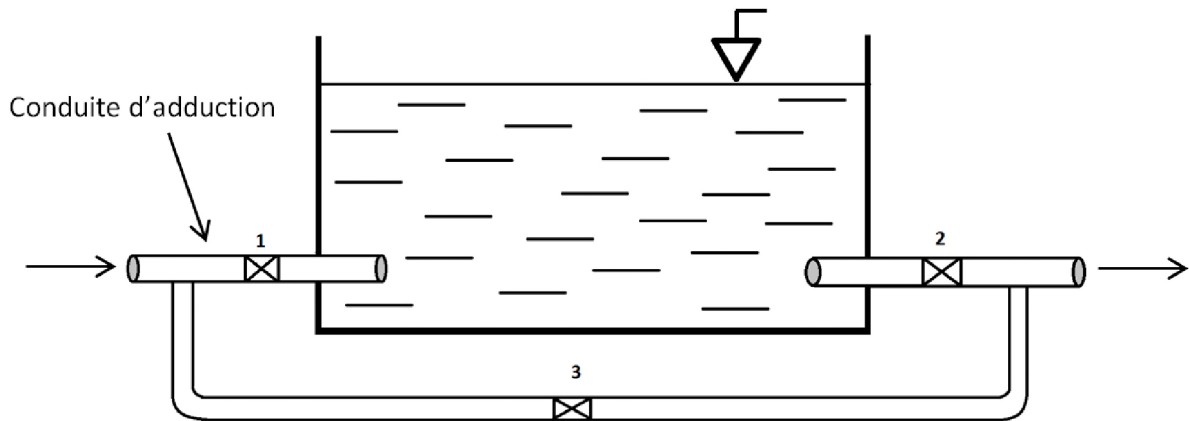


Figure III.1. Conduite d'adduction.

B. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite [4,5].

La conduite de distribution est représentée dans la figure (III.2) ci-dessous :

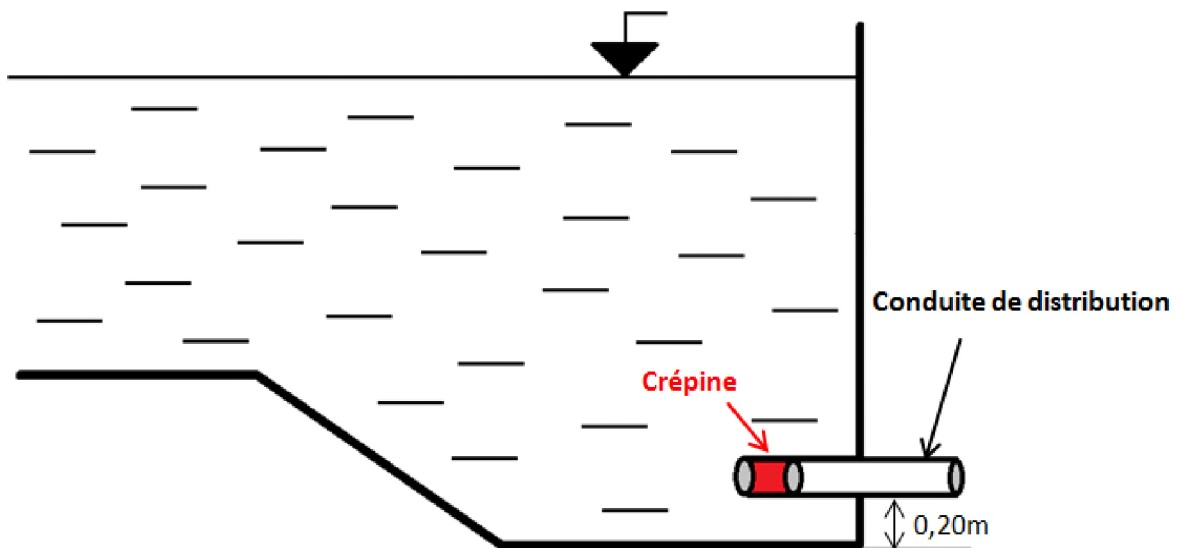


Figure III.2. Conduite de distribution.

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 [4].

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (III.3) suivante :

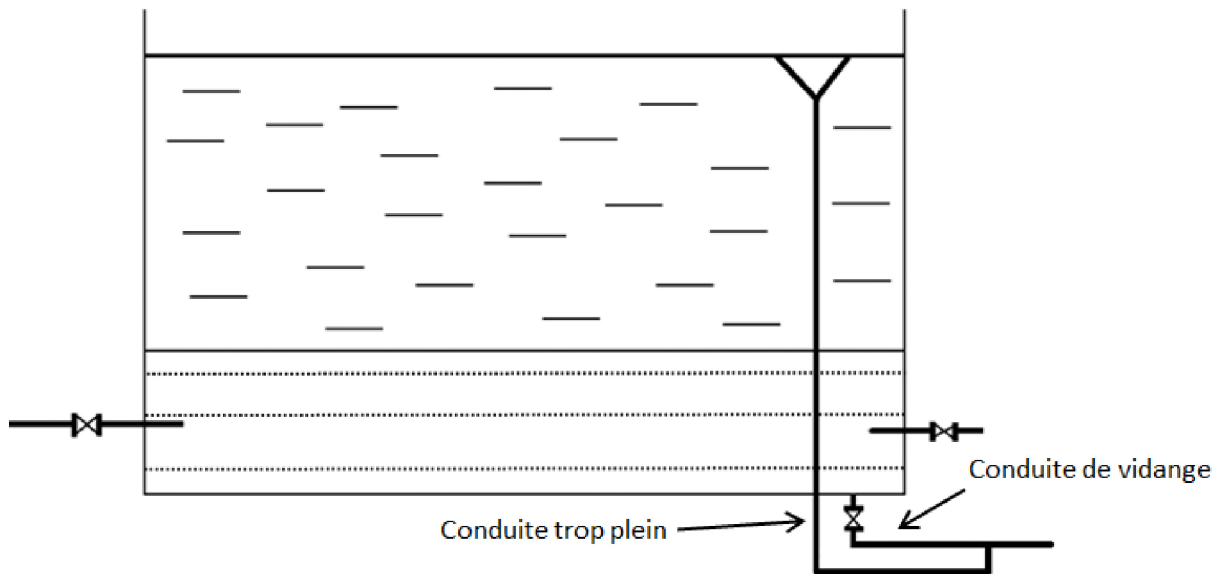


Figure III.3. Conduite de trop-plein.

D. Conduite de vidange

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

E. Conduite by-pass

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

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

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

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (III.4) ci-après.

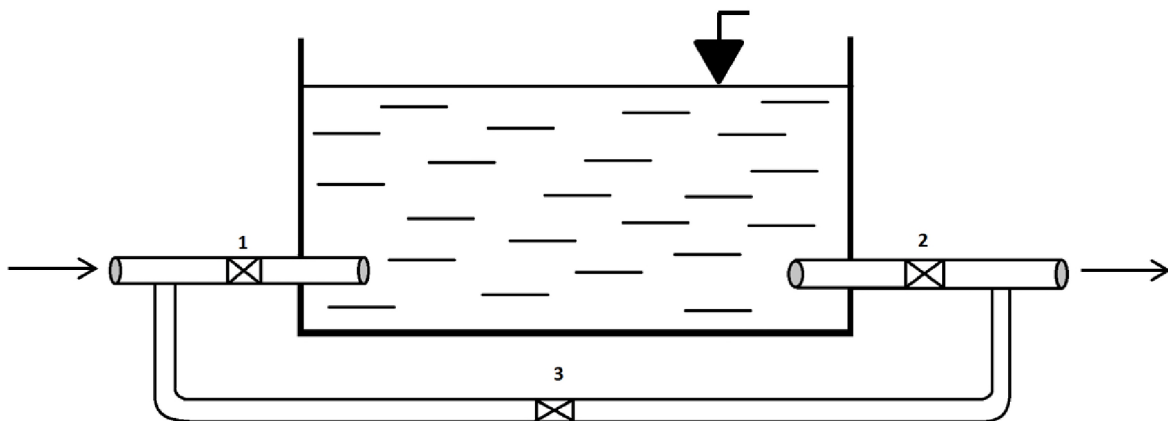


Figure III.4. Conduite de by-pass.

F. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (III.5) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (III.5) :

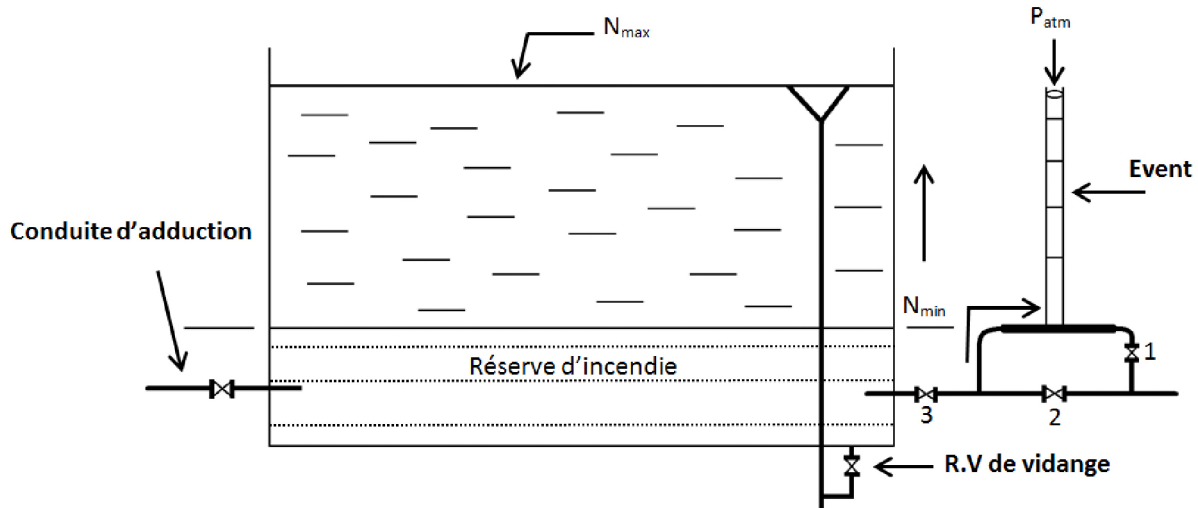


Figure III.5. Matérialisation de la réserve d'incendie.

III.2.6. Prescriptions générales applicables aux réservoirs [5].

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs doivent répondre aux prescriptions suivantes :

- Non susceptibles d'altérer d'une manière quelconque les qualités de l'eau distribuée.
- Ne sont pas susceptibles, au contact de l'eau distribuée pour l'alimentation humaine, de se dissoudre, de se désagréger ou de communiquer à celle-ci des saveurs ou des odeurs désagréables.

Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs, et de toute façon, au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.

Pour les réservoirs dont la capacité est supérieure à 1 mètre cube, ces opérations doivent être suivies d'un contrôle de la qualité de l'eau.

Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

III.2.7. Le choix du type de réservoir.

Vu le relief de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés.

Notre choix du type de réservoir est basé sur les avantages suivants : [4]

- ✓ Economie sur les frais de construction

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

III.2.8. Capacité des réservoirs.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution ; 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 des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- ✓ Méthode pratique ;
- ✓ Méthode analytique ;
- ✓ Méthode graphique.

❖ **Méthode pratique**, il est conseillé dans la pratique urbaine de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, pour cela la capacité du réservoir doit être prise au minimum égale à 50% de la plus forte consommation journalière. Le volume résiduel est donné par la formule [4] :

$$V_r = \frac{50 \times Q_{max,j}}{100} \quad (III.1)$$

Tout réservoir devra comporter une réserve d'incendie, qui n'est pas comprise dans les deux méthodes ci-dessus [8]

La motopompe de base de lutte contre le feu est de 60 m³/h, dont la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h. Par conséquent, la réserve à prévoir est de 120 m³, où le volume total du réservoir sera donné par la formule [8] :

$$V_t = V_r + V_i \quad (III.2)$$

Où :

- ✓ V_t : Volume total du réservoir (m³) ;
- ✓ V_i : Volume d'incendie (m³).

❖ **Méthode analytique**, qui se base à l'utilisation du régime de variation de la consommation (Annexe (1)).

Donc, le volume résiduel déterminé à l'aide de cette méthode est donné par la formule [8] :

$$V_r = \frac{R_{max} \times Q_{max,j}}{100} \quad (III.3)$$

Où :

- ✓ V_r : Capacité du résiduel (m³) ;
- ✓ $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- ✓ R_{max} : Résidu maximal dans le réservoir.

La valeur maximale du résidu est obtenue en déterminant, pour chaque heure de la journée un régime de fonctionnement (selon les heures de pompage) et un régime de consommation (Selon le coefficient de variation horaire de la consommation $K_{max,h}$), et en calculant par la suite la différence entre l'apport et la distribution qui donne soit un surplus ou un déficit, et enfin en additionnant la valeur absolue des valeurs maximales et minimales.

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_t = V_r + V_i \quad (III.4)$$

Où :

- ✓ V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;
- ✓ V_i : Volume d'incendie (m^3)

❖ Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$R_{max} = |V^-| + |V^+| \quad (III.5)$$

Avec :

- ✓ R_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} \times R_{max}}{100} \quad (III.6)$$

III.2.9. La bache de la station de pompage

C'est un réservoir de passage placé entre le captage et la station de pompage. Le volume de la bache sera déterminé par la formule suivante [4] :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max.j}}{20} \times t_c \quad (III.7)$$

Avec :

- ✓ V_{bache} : Volume de la bache de la station de pompage (m^3) ;
- ✓ $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- ✓ t_c : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t_c=0.25$ h).

III.3. Calcul et dimensionnement des réservoirs.

III.3.1. La bache de la station de pompage.

Pour notre projet la zone de Tandja possède d'une station de pompage tel-que :

$T=20$ heures et $Q_{max.j}=561.813 m^3/j$.

Donc : $V_{bache} = 561.813 * 0,25 / 20 = 7.02 m^3$.

On opte pour un volume normalisé de **10 m^3**

III.3.2. Capacité des réservoirs

Le Stockage dans la zone d'étude est assuré par quatre (04) réservoirs :

- ✓ Un réservoir de capacité $1000 m^3$, côte radier= 887.00 m ;
- ✓ Deux réservoirs de capacité $2 \times 250 m^3$, côte radier= 810.00 m ;
- ✓ Un réservoir situé à Tanja de capacité $200 m^3$, côte radier= 927.00 m.

Chapitre III. Les Réservoirs.

Tableau III.1. Tableau récapitulatif des ouvrages de stockage de la zone d'étude.

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radié (m)	Cote trop plein (m)	Emplacement	Etat
Réservoir 1000 m ³	1000	887.00	892.00	Est Amoucha	Bon
02 réservoirs 2x250 m ³	2x250	810.00	814.00	Nord Amoucha	Bon
Réservoir Tandja 200 m ³	200	927.00	930.00	Sud-Est Amoucha	Bon

III.3.3. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

C'est la variation des débits horaires exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, annexe 2.

III.3.4. Vérification de la capacité des réservoirs.

III.3.4.1. Le réservoir d'Amoucha Est (zone II) :

Ce réservoir assure la distribution par gravité vers la zone II (centre d'Amoucha) dont la population est de 37088 habitants et alimente les réservoirs de la zone I et la zone III (Tandja) avec une population de 3296 et 1527 habitants respectivement. Pour cette zone on choisit la répartition variant entre 10 001 à 50 000 habitants, (puisque le nombre d'habitants de l'horizon 2048 est estimé à 37088 habitants).

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.3) ci- dessous.

Tableau III. 2. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (zone II).

Heures	Distribution horaire (%)	Adduction (%)		Production (%)	Remplissage	Vidange	Capacité horaire du réservoir (%)
	Zone II	Zone I	Zone III (Tandja)				
0 à 1	1,32	0,33	0,16	4,17	2,36	0	2,36
1 à 2	1,32	0,33	0,16	4,17	2,36	0	4,72
2 à 3	1,32	0,33	0,16	4,17	2,36	0	7,08
3 à 4	1,32	0,33	0,16	4,17	2,36	0	9,44
4 à 5	2,2	0,33	0,16	4,17	1,48	0	10,92
5 à 6	3,08	0,33	0,16	4,17	0,6	0	11,52
6 à 7	3,96	0,33	0,16	4,17	0	-0,28	11,24
7 à 8	4,84	0,33	0,16	4,17	0	-1,16	10,08
8 à 9	5,5	0,33	0,17	4,17	0	-1,83	8,25
9 à 10	5,5	0,33	0,17	4,17	0	-1,83	6,42
10 à 11	5,5	0,33	0,17	4,17	0	-1,83	4,59
11 à 12	5,5	0,33	0,17	4,17	0	-1,83	2,76
12 à 13	4,4	0,33	0,17	4,17	0	-0,73	2,03
13 à 14	4,4	0,33	0,17	4,17	0	-0,73	1,3
14 à 15	4,84	0,33	0,17	4,17	0	-1,17	0,13
15 à 16	5,28	0,33	0,17	4,17	0	-1,61	-1,48

Chapitre III. Les Réservoirs.

16 à 17	5,28	0,34	0,17	4,17	0	-1,62	-3,1
17 à 18	4,84	0,34	0,17	4,17	0	-1,18	-4,28
18 à 19	4,4	0,34	0,17	4,17	0	-0,74	-5,02
19 à 20	3,96	0,34	0,17	4,17	0	-0,3	-5,32
20 à 21	3,52	0,34	0,17	4,15	0,12	0	-5,2
21 à 22	2,64	0,34	0,17	4,15	1	0	-4,2
22 à 23	1,76	0,34	0,17	4,15	1,88	0	-2,32
23 à 24	1,32	0,34	0,17	4,15	2,32	0	0
Total (%)	88	8	4	100	16,84	-16,84	--

Le tableau ci-dessus nous donne un besoin en stockage de la ville de **Amoucha** égale à :

$$P_{max} = |-5.32| + |11.52| = 16.84 \text{ \% du débit maximum journalier.}$$

$$\text{Donc : } V_r = P_{max} * 14695.327 / 100$$

$$V_r = 2474.693 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = V_r + V_{inc} = 2474.693 + 120 = 2594.693 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = 2594.693 \text{ m}^3.$$

Donc on doit projeter un réservoir de 1600 m³

III.3.4.2. Les réservoirs de la zone I (nord d'Amoucha).

La zone compose de deux réservoirs assure la distribution par gravité vers la zone dont la population est de 3296 habitants. Pour cette zone on choisit la répartition variant moins de 10000 habitants.

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.4) ci- dessous.

Tableau III.3. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (zone I).

Heures	Distribution horaire (%)	Production (%)	Remplissage	Vidange	Capacité horaire du réservoir (%)
	Zone I				
0 à 1	1,5	4,17	2,67	0	2,67
1 à 2	1,5	4,17	2,67	0	5,34
2 à 3	1,5	4,17	2,67	0	8,01
3 à 4	1,5	4,17	2,67	0	10,68
4 à 5	2,5	4,17	1,67	0	12,35
5 à 6	3,5	4,17	0,67	0	13,02
6 à 7	4,5	4,17	0	-0,33	12,69
7 à 8	5,5	4,17	0	-1,33	11,36
8 à 9	6,25	4,17	0	-2,08	9,28
9 à 10	6,25	4,17	0	-2,08	7,2
10 à 11	6,25	4,17	0	-2,08	5,12
11 à 12	6,25	4,17	0	-2,08	3,04
12 à 13	5	4,17	0	-0,83	2,21

Chapitre III. Les Réservoirs.

13 à 14	5	4,17	0	-0,83	1,38
14 à 15	5,5	4,17	0	-1,33	0,05
15 à 16	6	4,17	0	-1,83	-1,78
16 à 17	6	4,17	0	-1,83	-3,61
17 à 18	5,5	4,17	0	-1,33	-4,94
18 à 19	5	4,17	0	-0,83	-5,77
19 à 20	4,5	4,17	0	-0,33	-6,1
20 à 21	4	4,15	0,15	0	-5,95
21 à 22	3	4,15	1,15	0	-4,8
22 à 23	2	4,15	2,15	0	-2,65
23 à 24	1,5	4,15	2,65	0	0
Total (%)	100	100	19,12	-19,12	--

Le tableau ci-dessus nous donne un besoin en stockage de la zone I égale à :

$$P_{max} = |-6.1| + |13,02| = 19,12 \text{ \% du débit maximum journalier.}$$

$$\text{Donc : } V_r = P_{max} * 1197,243/100$$

$$V_r = 228,913 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = V_r + V_{inc} = 228.913 + 120 = 348,913 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = 348,913 \text{ m}^3.$$

Donc la zone I ne nécessite pas de projeter un autre réservoir.

III.3.4.3. Le réservoir de la zone III (Tandja) :

Ce réservoir assure la distribution par gravité vers la zone III (Tandja) dont la population est de 1527 habitants. Pour cette zone on choisit la répartition variant moins de 10000 habitants.

Les résultats sont représentés dans le tableau (III.5) ci- dessous.

Tableau III.4. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (zone III).

Heures	Distribution horaire (%)	Production (%)	Remplissage	Vidange	Capacité horaire du réservoir (%)
	Zone III				
0 à 1	1	4,17	3,17	0	3,17
1 à 2	1	4,17	3,17	0	6,34
2 à 3	1	4,17	3,17	0	9,51
3 à 4	1	4,17	3,17	0	12,68
4 à 5	2	4,17	2,17	0	14,85
5 à 6	3	4,17	1,17	0	16,02
6 à 7	5	4,17	0	-0,83	15,19
7 à 8	6,5	4,17	0	-2,33	12,86
8 à 9	6,5	4,17	0	-2,33	10,53
9 à 10	5,5	4,17	0	-1,33	9,2
10 à 11	4,5	4,17	0	-0,33	8,87
11 à 12	5,5	4,17	0	-1,33	7,54

12 à 13	7	4,17	0	-2,83	4,71
13 à 14	7	4,17	0	-2,83	1,88
14 à 15	5,5	4,17	0	-1,33	0,55
15 à 16	4,5	4,17	0	-0,33	0,22
16 à 17	5	4,17	0	-0,83	-0,61
17 à 18	6,5	4,17	0	-2,33	-2,94
18 à 19	6,5	4,17	0	-2,33	-5,27
19 à 20	5	4,17	0	-0,83	-6,1
20 à 21	4,5	4,15	0	-0,35	-6,45
21 à 22	3	4,15	1,15	0	-5,3
22 à 23	2	4,15	2,15	0	-3,15
23 à 24	1	4,15	3,15	0	0
Total (%)	100	100	22,47	-22,47	--

Le tableau ci-dessus nous donne un besoin en stockage de la zone III égale à :

$$P_{max} = |-6.45| + |16.02| = 22.47 \text{ \% du débit maximum journalier.}$$

$$\text{Donc : } V_r = P_{max} * 561,813 / 100$$

$$V_r = 126.239 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = V_r + V_{inc} = 126.239 + 120 = 246.239 \text{ m}^3.$$

$$V_{tot} = 246.239 \text{ m}^3.$$

Donc la zone III (Tandja) demande de projeter un autre réservoir de 100 m³.

III.4. Bilan de comparaison (stockage existant – besoin en stockage) :

Tableau III.5. Bilan de comparaison de stockage (existant – besoin) de la zone d'étude.

Zone	I	II (centre d'Amoucha)	III (Tandja)
Stockage Actuel (m3)	500	1000	200
Besoin en stockage (m3)	349	2595	247
Déficit (m3)	00	1595	47

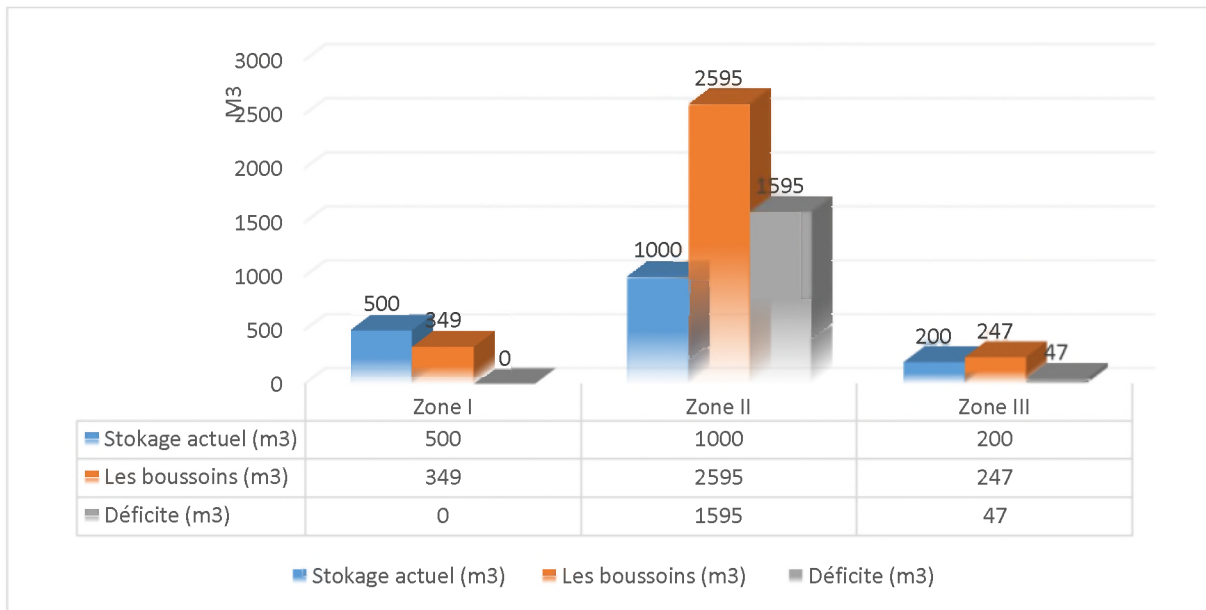


Figure III.6. Bilan de comparaison de stockage (existant – besoin) de la zone d'étude.

III.5. Dimensionnement des réservoirs projeté

Le diamètre d'un réservoir de forme circulaire se calcul par la formule suivante :

$$D_R = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \quad (III.8)$$

Où :

- D_R : Diamètre du réservoir (m) ;
- V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir, comprise entre 3 et 6 m [8].

Le dimensionnement des réservoirs projetés est mentionné dans le tableau (III.7) ci-après.

Tableau III.6. Dimensionnement des réservoirs projetés.

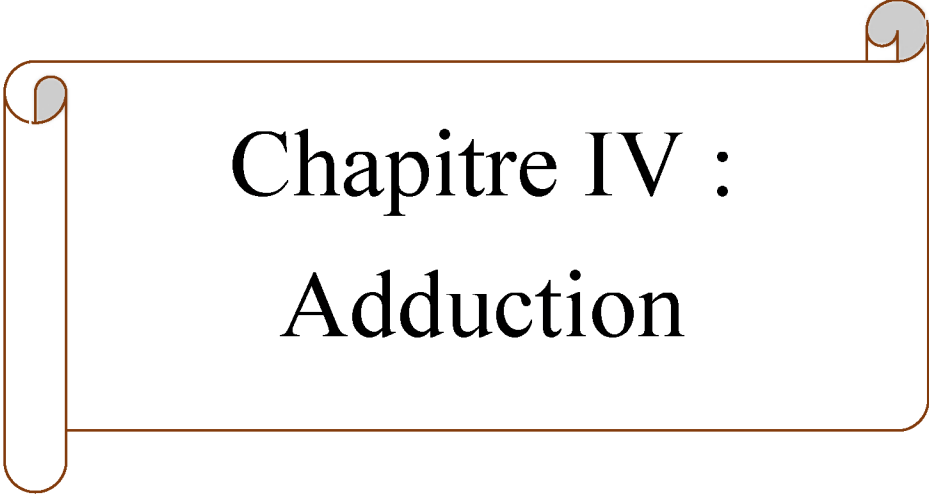
Réservoir	Hauteur (m)	Volume (m^3)	Diamètre (m)
Réservoir2 (zone II)	6	1600	19
Réservoir 2 (zone III Tandja)	3	100	6.5

III.6. Conclusion


Dans ce chapitre, nous avons déterminé la capacité de la bache de la station de pompage de Tandja et celle des réservoirs du réseau étudié. Et d'après la vérification de la capacité des réservoirs existants, nous avons trouvé que la capacité du réservoir de la zone I est suffisante.

Par contre celle de la zone II (centre d'Amoucha) et la zone III (Tandja) n'est pas suffisante, ce qui nous a amené à projeter un réservoir de capacité de $1600 m^3$ et un autre de $100 m^3$ Ces dernier serrant jumelé respectivement avec le réservoir existant.

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



Chapitre IV : Adduction



IV.1. 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 on opte pour deux types d'adduction.

➤ **Adduction gravitaire :**

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte 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.

➤ **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

IV.2. Organes et accessoires de l'adduction [8].

IV.2.1. Organes de sectionnement.

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

❖ *Robinet vanne :*

Le robinet vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.

❖ *Robinet vanne papillon :*

Le robinet vanne papillon est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

IV.2.2. Organes de protection.

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

❖ *Ventouse :*

La ventouse sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.

❖ *Clapet :*

Le clapet destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

❖ *Vanne de vidange :*

La vanne de vidange joue le même rôle que la ventouse, mais elle se place aux points bas des canalisations.

IV.2.3. Organes de régulation.

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

❖ *Vanne de régulation du débit :*

Limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et aval.

❖ *Vanne de régulation de la pression amont :*

Maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

❖ *Vanne de régulation de la pression aval :* Son but est de fournir une pression à l'aval constant.

IV.2.4. Organes de branchement.

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions nécessaires, on distingue :

- ❖ *Les coudes :* Destinés pour le changement de direction ;
- ❖ *Les Tés :* Raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- ❖ *Les cônes :* Joignent des conduites de diamètres différentes.

IV.3. Choix du type des conduites [9].

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels :

- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La pression supportée ;
- ✓ Les conditions d'installation ;
- ✓ Le type de sol ;
- ✓ Le revêtement ;
- ✓ La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique).

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- ✓ La disponibilité ;
- ✓ La durée de vie ;
- ✓ Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite :

- ✓ Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- ✓ Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- ✓ Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet le réseau d'adduction existant est réalisée avec l'Amiante ciment et le PEHD.

Les caractéristiques de ce type des conduites sont présentées dans l'annexe 8.

IV.4. Tracé et dimensionnement d'une adduction.

IV.4.1. 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 [4] :

- ✓ Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;

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

IV.4.2. Etude technico-économique des conduites.

Le choix du diamètre du refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0,5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des conduites sont :

- ✓ Le débit ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La vitesse ;
- ✓ Les pertes de charge.

IV.4.3. Calcul du diamètre économique.

Pour le dimensionnement du diamètre de la conduite, il y'a deux (02) méthodes :

IV.4.3.1. Cas d'une adduction par refoulement.

❖ Première méthode

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

- Formule de Jacques BONNIN

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

- Formule de Charles BRESS

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

Avec :

- ✓ D : Diamètre de la conduite en [m] ;
- ✓ Q : Débit transitant dans le tronçon en [m³/s].

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS qui est plus économique

❖ Deuxième méthode

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre V_{min} et V_{max} , talque :

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

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

Avec :

- ✓ V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s ;
- ✓ V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- ✓ D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;
- ✓ D_{max} : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- ✓ Q : Débit que doit transiter la conduite en (m²/s).

IV.4.3.2. Cas d'une adduction gravitaire.

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 2 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites.

On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge disponible est égale aux pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations.

Il est rarement soutiré un diamètre normalisé ou proche à être normalisé dans le calcul d'une conduite gravitaire, dans le cas contraire on sera obligé de remplacer notre conduite par deux conduites en série de diamètres D_1 et D_2 dont le diamètre calculé est compris entre ces deux diamètres ($D_1 < D < D_2$).

IV.4.4. Calcul de la vitesse.

La vitesse se calcule selon la formule suivante :

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

Où :

- ✓ V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- ✓ Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- ✓ D : diamètre de la conduite (m).

Remarque :

Le diamètre intérieur pour le cas des conduites utilisées (conduite en PEHD) est donné par la formule suivante :

$$D_{int} = D_{ext} - (2 * e) \quad (IV.6)$$

Avec :

- ✓ D_{int} : Diamètre intérieur en (mm) ;
- ✓ D_{ext} : Diamètre extérieur normalisé en (mm) ;
- ✓ e : Epaisseur de la conduite en (mm).

IV.4.5. Calcul des pertes de charges.

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 se présentent sous deux formes :

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

IV.4.5.1. Les pertes de charge linéaires ΔH_L :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule de **DARCY WEISBACH** :

$$\Delta H_L = \lambda * L * \frac{V^2}{2 * g * D} \quad (IV.7)$$

Avec :

- ✓ ΔH_L : pertes de charge linéaires (m) ;
- ✓ L : longueur de la conduite (m) ;
- ✓ g : accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;
- ✓ λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

λ est déterminé à partir de la formule de **COLBROOK-WHITE** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (IV.8)$$

Où :

- ✓ Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule [6] :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (IV.9)$$

Avec :

- ✓ ν : viscosité cinématique de l'eau calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = \frac{0,00178}{1 + 0,00337 * t + 0,000221 * t^3} \quad (IV.10)$$

Où :

$$t = 20^\circ \text{C}, \nu = 1 * 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$$

- ✓ K : rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau, elle croît avec l'âge de la conduite.

Pour pouvoir appliquer correctement la formule de COLEBROOK, il faut connaître la valeur à attribuer à la dimension moyenne des rugosités K ; par conséquent, pour les calculs pratiques sur les canalisations en PEHD on peut utiliser les valeurs suivantes [6] :

- $D_c \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow K = 0.01 \text{ mm}$;
- $D_c > 200 \text{ mm} \Rightarrow K = 0.02 \text{ mm}$.

Chapitre IV. Adduction.

L'utilisation directe de cette formule demande du fait de sa forme implicite, un calcul par approximations successives afin de déterminer la valeur initiale λ_0 . On fait appel à la formule de NIKURADZE suivante [5] :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{k}{D}\right)^{-2} \quad (IV.11)$$

IV.4.5.2. Les pertes de charges singulières ΔH_S :

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc. et sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD et à 15% des pertes de charge linéaires pour l'acier :

- Pour les conduites en PEHD :

$$\Delta H_S = 0,1 * \Delta H_L \quad (IV.12)$$

- Pour les conduites en acier :

$$\Delta H_S = 0,15 * \Delta H_L \quad (IV.13)$$

Avec :

- ΔH_S : Perte de charge singulière (m) ;
- ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.4.5.3. Pertes de charge totales ΔH_T :

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (IV.14)$$

Avec :

- ✓ ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;
- ✓ ΔH_S : Perte de charge singulière (m) ;
- ✓ ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.4.6. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.

Elle est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H_T \quad (IV.15)$$

Où

- ✓ H_g : hauteur géométrique (m) ;
- ✓ ΔH_T : pertes de charges totales (m).

IV.4.7. La puissance de pompage.

$$P_a = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV.16)$$

Où :

- ✓ P_a : puissance absorbée par la pompe (kW) ;
- ✓ HMT : hauteur manométrique totale (m) ;
- ✓ Q : débit à transiter (m^3/s).

IV.4.8. Energie consommée par la pompe.

$$E = P_a * T * 365 \quad (IV.17)$$

- ✓ E : énergie consommée par la pompe (kWh) ;
- ✓ Pa : puissance absorbée par la pompe (kW) ;
- ✓ T : temps de pompage (h).

IV.5. Vérification et calculs hydrauliques des conduites d'adduction

Dans ce qui suit, nous aborderons les calculs de :

- ✓ Vérification hydraulique des conduites d'adduction ;
- ✓ Redimensionnement des conduites.

Afin de mener à bien les calculs précédents, on a collecté toutes les données nécessaires, notamment [2] :

- ✓ Les débits fournis par le piquage ;
- ✓ Les CTN (Cote du Terrain Naturel) ;
- ✓ Les cotes trop plein des trois réservoirs ;
- ✓ Les longueurs séparant les réservoirs.

Connaissant les débits véhiculés Q et les diamètres des conduites existantes D_c , on peut calculer la vitesse d'écoulement V dans les conduites existantes en utilisant la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (IV.18)$$

Cette vitesse V doit être comprise entre 0.5 et 1 m/s

IV.5.1. Description du schéma du tracé.

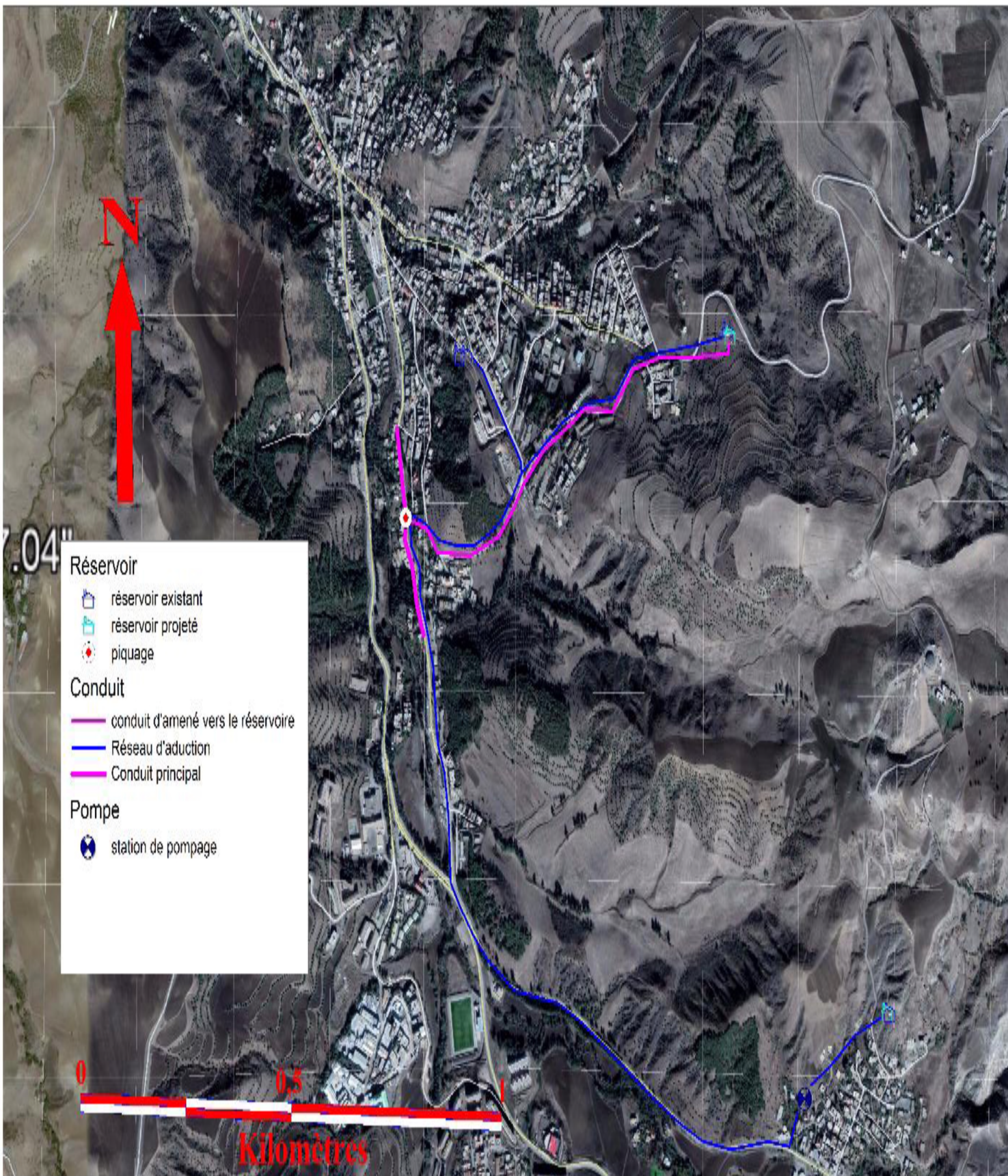


Figure IV. 1. Réseau d'adduction de la zone d'étude.

Chapitre IV. Adduction.

IV.5.2. Vérification et calculs hydrauliques des conduites d'adduction existant

IV.5.2.1. Adduction Source Oued El Bared – R1 Amoucha 1000 m³ :

Données de base :

- $Q = 19\text{L/s}$;
- Longueur $L = 1287\text{m}$;
- Cote de trop plein du réservoir R1000 : $C_{tp1} = 884\text{m}$;
- Cote d'aspiration : $C_a = 782\text{m}$;
- Hauteur géométrique $H_g = C_{tp1} - C_a = 102\text{m}$.

Cette adduction en **Amiante Ciment** de diamètre 250 mm, prend naissance à partir d'un piquage sur de la conduite d'adduction DN600 acier provienne de la source Oued El Bared.

Tableau IV. 1. Détails du la conduit source_R1000.

Adduction	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Observation	Etat	Linéaire (ml)
Source Oued el Bared – R.1000 m ³	250	19	0,39	Vitesse faible	Mauvais	1287

Donc la conduite doit être rhabillée a fin d' augmenté le diamètre du piquage et de la conduite et changer ca matière en PEHD de type PN10.

IV.5.2.2. Adduction R1 Amoucha – réservoir 2R (2*250)

Données de base :

- $Q = 13.85\text{L/s}$;
- Longueur $L = 1170\text{m}$;
- Cote de trop plein du réservoir R1000 : $C_{tp1} = 884\text{m}$;
- Cote de trop plein du réservoir (2*250) : $C_a = 810\text{m}$;
- Hauteur géométrique $H_g = C_{tp1} - C_a = 74\text{m}$.

Tableau IV. 2. Détails du la conduit R 1000_2R 250.

Adduction	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Observation	Etat	Linéaire (ml)
R.1000-R(2*250)	315	13.85	0.23	Vitesse faible	Mauvais	1170

Donc la conduite doit être rhabillée a fin d' réduit le diamètre de la conduite et changer le type de conduit PEHD en PN16.

IV.5.2.3. Adduction R1000 Amoucha-SP (Tanja)

Données de base :

- $Q = 8\text{L/s}$;
- Longueur $L = 1758\text{m}$;
- Cote de trop plein du réservoir R1000: $C_{tp1} = 884\text{m}$;
- Cote de SP : $C_a = 848\text{m}$;
- Hauteur géométrique $H_g = C_{tp1} - C_a = 36\text{m}$.

Chapitre IV. Adduction.

Tableau IV. 3. Détails du la conduit R 1000_ SP Tandja.

Adduction	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Observation	Etat	Linéaire (ml)
R.1000-SP(Tandja)	125	8	0.84	acceptable	Bon	1785

Donc la conduite est bonne

IV.5.2.4. Adduction SP_ R. Tandja 200 m3

Données de base :

- $Q = 8L/s$;
- Longueur $L = 338m$;
- Cote de SP Ctp1 =848m ;
- Cote de trop plein du R Tandja : $Ca=933.88m$.
- Hauteur géométrique $H_g = Ctp1 - Ca=85.88m$;

Tableau IV. 4.Détailles du la conduit SP Tandja_ R200 Tandja.

Adduction	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Observation	Etat	Linéaire (ml)
SP – R. Tandja 200 m ³	125	8	0.98	Vitesse Acceptable	Bon	338

IV.5.2.4.1. Etude du coup de bélier [4].

Etude du coup de bélier consiste à calculé la valeur de la surpression et la dépression dans la conduite et la comparé avec la pression nominale.

IV.5.2.4.2. Calcul de la célérité de l'onde :

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k \cdot d_{int}}{e}}} \quad (IV.19)$$

Avec :

- A : célérité d'onde en (m/s) ;
- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ($K = 83$ pour le PEHD et $k=0,6$ pour la fonte ductile) ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- e : Epaisseur de la conduite en (m).

IV.5.2.4.3. Valeur numérique du coup de bélier.

✓ Cas de fermeture brusque :

Dans ce cas le temps de fermeture est inférieur au temps mise par l'onde pour aller et revenir c'est-à-dire :

$$t_f \leq \frac{2 * L}{a} \quad (IV.20)$$

Chapitre IV. Adduction.

Avec :

- t_f : le temps de fermeture (s) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- a : la célérité de l'onde (m/s).

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de **(JOUKOSKI)** :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (IV.21)$$

Avec :

- B : La valeur maximale du coup de bélier dans le cas de fermeture brusque (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

✓ **Cas de fermeture lente :**

Dans ce cas le temps de fermeture est supérieur au temps mise par l'onde pour aller et revenir c'est-à-dire :

$$t_f > \frac{2 * L}{a} \quad (IV.22)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * t_f} \quad (IV.23)$$

Avec :

- b : La valeur maximale du coup de bélier dans le cas de fermeture lente (m).

La valeur du coup de bélier sera maximal lorsque la fermeture est brusque donc la valeur maximal de la pression :

✓ **Surpression :**

$$H_s = H_0 + B \quad (IV.24)$$

✓ **Dépression :**

$$H_d = H_0 - B \quad (IV.25)$$

Avec :

- H_s : Valeur maximal de la surpression (m) ;
- H_d : Valeur maximal de la dépression (m) ;
- H_0 : La pression absolue dans la conduite (m).

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (IV.26)$$

Chapitre IV. Adduction.

IV.5.2.4.4. Calcul du coup de bélier

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

Les résultats du calcul pour le tronçon sont représentés dans le tableau.

Tableau IV. 5. Caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type d'adduction	Tronçon	Caractéristiques de la conduite					
		L(m)	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)
Refoulement	SP-r (Tandja)	338	110	90	10	1.258	85.88

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SP-r (Tandja) sont représentées dans le tableau

Tableau IV. 6. Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SP-R (Tandja).

Pression absolue	Célérité de l'onde	Valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression Maximal	Pression de service
H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	Ps (m)
95.88	351.0505	45.017	140.90	50.86	1160

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon. Donc, le tronçon ne nécessite pas une protection anti- bélier.

Donc la conduite est bonne.

IV.5.2.5. Bilan récapitulatif

Tableau IV. 7. Récapitulation des données de la zone d'étude.

Conduite	Débit (l/s)	Type de conduite	Diamètre extérieur (mm)	Vitesse d'écoulement (m/s)
Piquage –R1000 Amoucha	19	Amiante ciment	250	0.39
R1000 – r (2*250)	13.85	PEHD	315	0.23
R1000- SP	8	PEHD	125	0.98
SP-R(Tandja)	8	PEHD	110	0.98

IV.5.3. Calculs hydrauliques des conduites d'adduction projetée

IV.5.3.1. Adduction source Oued El Bared vers R_1000.

Données de base :

- Q = 170L/s ;
- Longueur L =1287m ;
- Cote de trop plein du réservoir R1000 : Ctp1 =884m ;
- Cote d'aspiration : Ca=782m ;
- Hauteur géométrique H_g = Ctp1 - Ca=102m.

Chapitre IV. Adduction.

Le diamètre théorique

Le diamètre théorique égale à :

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{V * \pi}} \quad (IV.27)$$

Avec :

- D : le diamètre théorique (m) ;
- Q : le débit véhiculé dans la conduite (m^3/s) ;
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (comprise entre 0,5 et 2 m/s).

Pour $V= 0,5$ m/s :

$$\checkmark D_{\max} = \sqrt{[(4*0,02791)/(0,5*3,14)]} = \mathbf{0,658 \text{ m.}}$$

Pour $V= 2$ m/s :

$$\checkmark D_{\min} = \sqrt{[(4*0,02791)/(2*3,14)]} = \mathbf{0,329 \text{ m.}}$$

Tableau IV. 8. Les pertes de charge totales du tronçon source _ R1 Amoucha 1000.

D_{ext} (m)	E (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/m)	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
400	23,7	352,6	1,741	614181,81	0,0381	0,0167	21.49	2.14	23.63
500	29,7	440,6	1,115	491512,73	0,0355	0,0051	6.4358	0.643	7.078
630	37,4	555,2	0,702	390058,55	0,0336	0,0015	1.956	0.195	2.151

On opte pour un diamètre de **500 mm** avec une perte de charge $\Delta H_T = 7.078$ m qui est inférieure à $H_g=102$ m, avec une vitesse acceptable de **1.115 m/s**.

IV.5.3.1.1. Calcul des pertes de charge crée par la conduite.

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 102 - 7.078 = 94.922 \text{ m.}$$

$$\Delta H_v = \mathbf{94.922 \text{ m}}$$

IV.5.3.1.2. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ϵ .

$$\Delta H_v = \epsilon * \frac{V^2}{2 * g} \quad (IV.28)$$

$$\epsilon = \Delta H_v * \frac{2 * g}{V^2} \quad (IV.29)$$

$$\epsilon = 94.922 * \frac{2 * 9,81}{1,378^2} = \mathbf{980.77}$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison est présentée dans le tableau (IV.9) et la figure (IV.6) ci-après :

Tableau IV. 9. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.

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

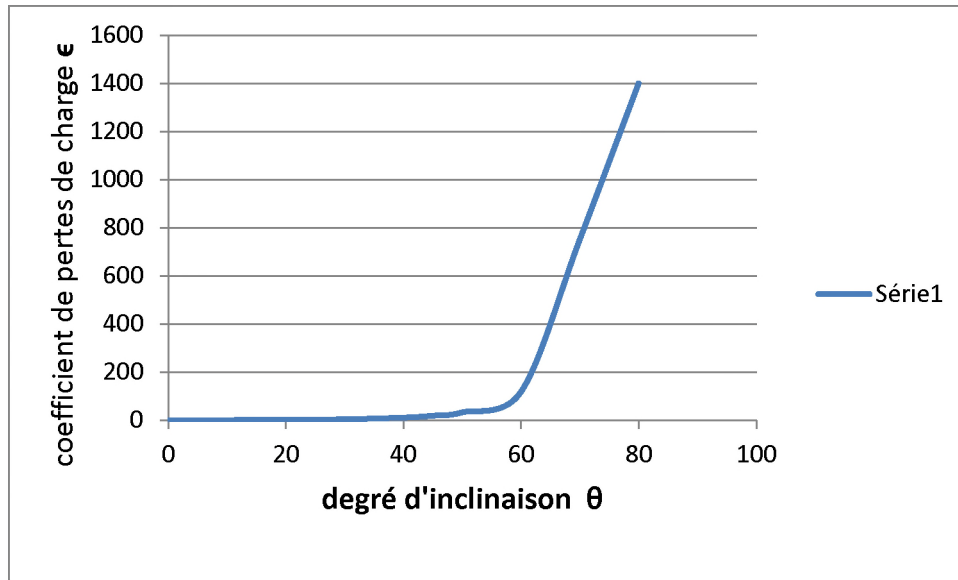


Figure IV. 2. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.

D'après la figure (IV.6) ci-dessus, on trouve que l'angle d'inclinaison de la vanne à papillon est de $\theta^\circ = 73^\circ$.

IV.5.3.2. Adduction de R_1000 d'Amoucha vers R_ (2*250)

Données de base :

- $Q = 13.85 \text{ L/s}$;
- Longueur $L = 1170 \text{ m}$;
- Cote de trop plein du réservoir R1000 : $C_{tp1} = 884 \text{ m}$;
- Cote de trop plein du réservoir (2*250) : $C_a = 810 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique $H_g = C_{tp1} - C_a = 74 \text{ m}$.
 - ✓ $D_{\max} = 0.187 \text{ m}$;
 - ✓ $D_{\min} = 0.093 \text{ m}$.

Tableau IV. 10. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R-1000 vers R_ (2*250) m3.

D_{ext} (m)	E (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/m)	ΔH_L (m)	ΔH_S (m)	ΔH_T (m)
110	6,6	96,8	1,882	182265,621	0,0381	0,071	83,3	8,33	91,63
125	7,4	110,2	1,452	160102,651	0,0355	0,034	40,59	4,059	44,65
160	9,5	141	0,887	125129,873	0,0336	0,009	11,21	1,12	12,33
200	11,9	176,2	0,568	100132,305	0,0336	0,003	3,67	0,36	4,046

Chapitre IV. Adduction.

On opte pour un diamètre de **125 mm** avec une perte de charge $\Delta H_T = 44,65 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 74 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1,452 m/s**.

IV.5.3.2.1. Calcul des pertes de charge créée par la conduite.

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 74 - 44,65 = 29,05 \text{ m.}$$

$$\Delta H_v = 29,05 \text{ m.}$$

IV.5.3.2.2. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ϵ .

$$\Delta H_v = \epsilon * \frac{V^2}{2 * g} \quad (IV.28)$$

$$\epsilon = \Delta H_v * \frac{2 * g}{V^2} \quad (IV.29)$$

$$\epsilon = 29,05 * \frac{2 * 9,81}{1,452^2} = 270,34$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison est présentée dans le tableau (IV.11) et la figure (IV.7) ci-après :

Tableau IV. 11. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.

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

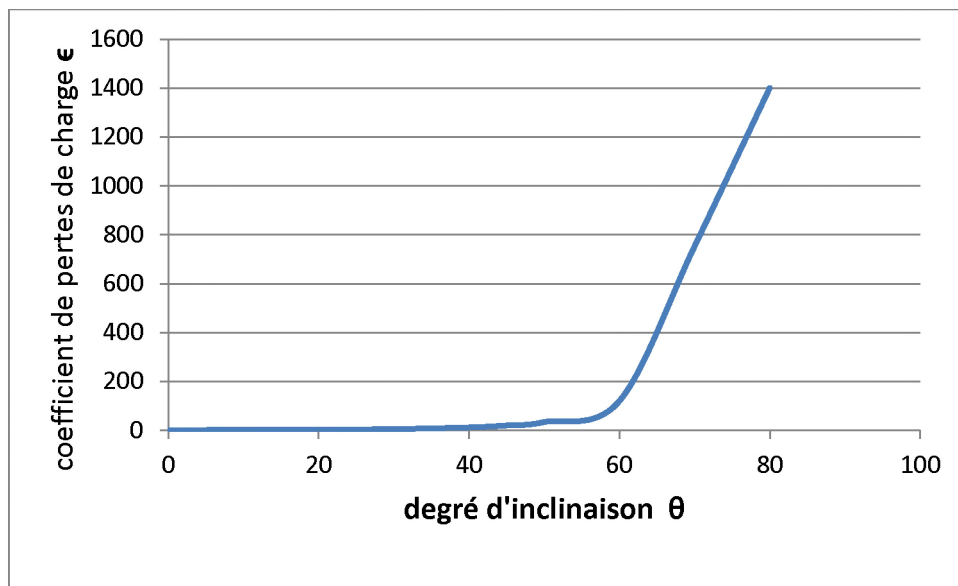


Figure IV. 3. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.

D'après la figure (IV.7) ci-dessus, on trouve que l'angle d'inclinaison de la vanne à papillon est de $\theta^\circ = 63^\circ$.

Chapitre IV. Adduction.

IV.5.3.3. Adduction R_1000 vers SP_Tandja

Données de base :

- $Q = 8\text{L/s}$;
- Longueur $L = 2879\text{m}$;
- Cote de trop plein du réservoir R1000 : $C_{tp1} = 884\text{m}$;
- Cote de SP : $C_a = 848\text{m}$.
- Hauteur géométrique $H_g = C_{tp1} - C_a = 36\text{m}$;
- ✓ $D_{\max} = 0.142\text{m}$;
- ✓ $D_{\min} = 0.071\text{m}$.

Tableau IV. 12. Calcul des pertes de charge totales du tronçon R 1000 m3 vers SP Tandja.

D_{ext} (m)	E (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)
90	3,5	83	1,479	122784,13	0,0381	0,0512	147,56	14,75	162,32
110	4,2	101,6	0,987	100305,933	0,0355	0,0173	50,03	5,003	55,034
125	4,8	115,4	0,765	88310,9428	0,0336	0,0087	25,06	2,506	27,65
160	6,2	147,6	0,468	69045,2764	0,0336	0,0025	7,322	0,73	8,054

On opte pour un diamètre de **125 mm** avec une perte de charge $\Delta H_T = 27.65\text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 36\text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **0.765 m/s**.

IV.5.3.3.1. Calcul des pertes de charge crée par la conduite.

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_T = 36 - 27.65 = 8.35\text{ m.}$$

$$\Delta H_v = \mathbf{8.35\text{ m.}}$$

IV.5.3.3.2. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ϵ .

$$\Delta H_v = \epsilon * \frac{V^2}{2 * g} \quad (IV.28)$$

$$\epsilon = \Delta H_v * \frac{2 * g}{V^2} \quad (IV.29)$$

$$\epsilon = 8.35 * \frac{2 * 9.81}{0.765^2} = \mathbf{279.93}$$

L'évolution du coefficient de pertes de charge ϵ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison est présentée dans le tableau (IV.13) et la figure (IV.8) ci-après :

Tableau IV. 13. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.

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

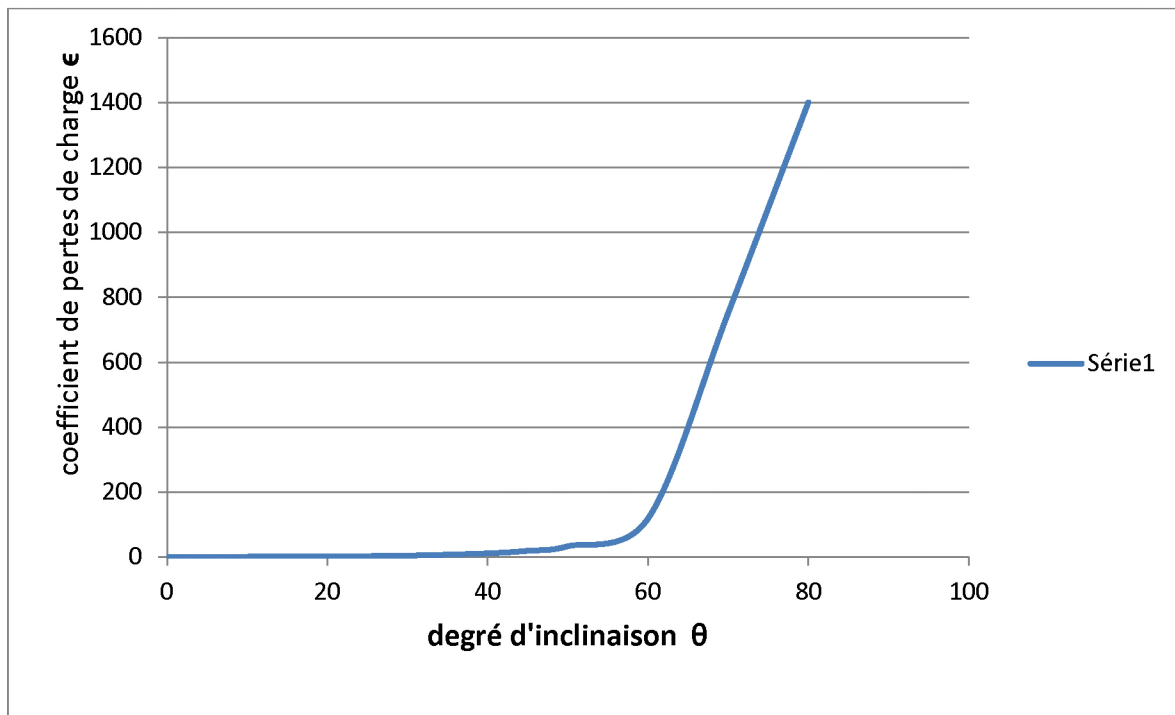


Figure IV. 4. Evolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'inclinaison.

D'après la figure (IV.8) ci-dessus, on trouve que l'angle d'inclinaison de la vanne à papillon est de $\theta^\circ = 63^\circ$.

IV.5.3.4. Adduction SP_Tandja vers R_Tandja

Données de base :

- $Q = 8L/s$;
- Longueur $L = 338m$;
- Cote de SP Ctp1 = 848m ;
- Cote de trop plein du R Tandja : $Ca = 933.88m$;
- Hauteur géométrique $H_g = Ctp1 - Ca = 85,88$.
 - ✓ $D_{max} = 0.142m$;
 - ✓ $D_{min} = 0.071m$.

Tableau IV. 14. Tableau de calcul de Hmt de tronçon SP_Tandja vers R_Tandja.

D_{ext} (m)	E (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	Λ	L (m)	J (m/m)	Jt (m)	Hmt (m)
0.90	8.2	0,0736	1,881	138465,799	0,0381	338	0,0935	26,279	123.799
0.110	10	0,09	1,258	113234,253	0,0355	338	0,0319	8,9782	98.803
0.125	11,4	0,1022	0,685	83533,4656	0,0336	338	0,0066	4,4465	88.554
0.160	14,6	0,1308	0,312	72277,183	0,0336	338	0,0005	1,296	82.318

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **110 mm** avec une vitesse de **1.258 m/s**.

IV.5.4. Bilan de comparaison

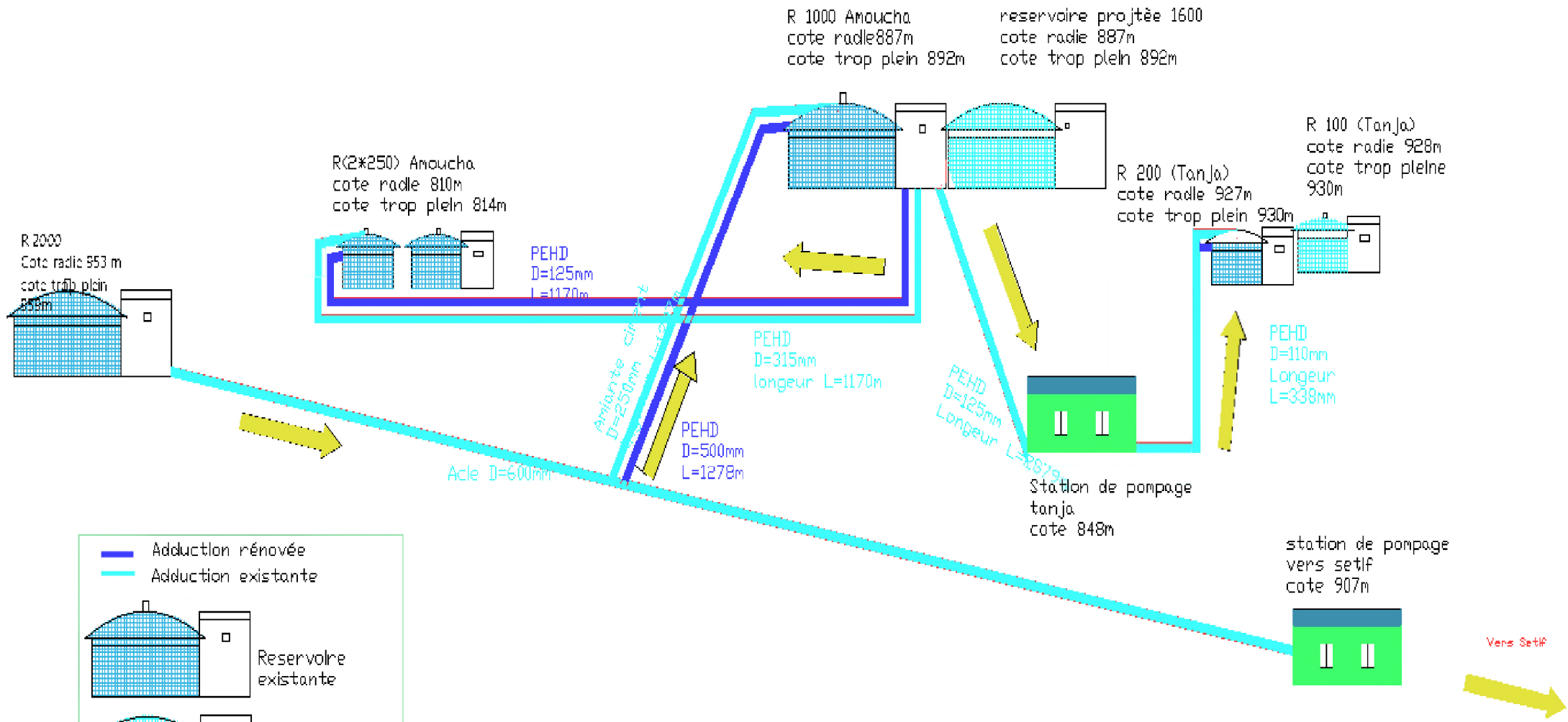
Tableau IV. 15. Comparaison des données des deux réseaux.

Tronçon	L'ancien réseau				Réseau projeté			
	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Type de matière	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Type de matière
Oued ElBared_R1000 Amoucha	250	19	0.39	Amiante ciment	500	170	1.11	PEHD
R1000 Amoucha R (2*250)	315	13.85	0.23	PEHD	125	13.85	1,452	PEHD
R1000 Amoucha SP	125	8	0.83	PEHD	125	8	0,765	PEHD
SP_R (Tandja)	110	8	1.258	PEHD	110	8	1.258	PEHD

IV.6. Conclusion.

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents paramètres (la vitesse d'écoulement, les pertes de charges, la pression ... etc.) afin de déterminer l'état du réseau ensuite on a proposé une réhabilitation du réseau d'adduction, et on a dimensionné les conduites projetées sur la base des besoins maximums en eau de la population, et les meilleures conditions de fonctionnement, et on optant également pour le matériau le plus sévère qui est le PEHD.

SCHEMA SYNOPTIQUE



— Adduction rénouvée
— Adduction existante

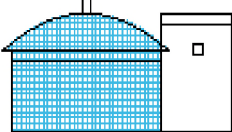
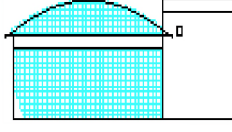


 Réservoirne existante
 Réservoirne projeté
 Station de pompage
 Sens de l'écoulement

Schéma synoptique



Chapitre V : Pompe



V.1. Introduction.

Après avoir calculé les besoins et dimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction on passe maintenant au choix des pompes.

Les pompes sont des appareils qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie.

Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide, de l'énergie potentielle (par accroissement de la pression en aval) soit de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

V.2. Généralité

V.2.1. Classification des pompes.

On distingue deux grandes catégories de pompes :

❖ Les pompes volumétriques :

Le déplacement du fluide est dû aux transports d'un volume V_0 à chaque rotation, les pompes volumétriques ou à capacité variable sont des pompes dans lesquels l'écoulement du fluide résulte de la variation d'une capacité occupée par le fluide.

On distingue deux grands types de pompes volumétriques :

- ✓ Les pompes alternatives ou à piston ;
- ✓ Les pompes rotatives.

❖ Les Turbopompes :

Le principe de fonctionnement des turbopompes consiste à déplacement de liquide de point d'aspiration ver le point de refoulement aux moyennes de l'élément actif qu'on l'appelle la roue ou rotor, ainsi au contact de liquide avec les aubes consiste à transformer de l'énergie électrique a l'énergie mécanique.

Suivant le type de la roue et son mode d'action On distingue dans la catégorie des turbopompes :

- ✓ Les pompes centrifuges ;
- ✓ Les pompes hélico centrifuge (semi axiale) ;
- ✓ Les pompes axiales.

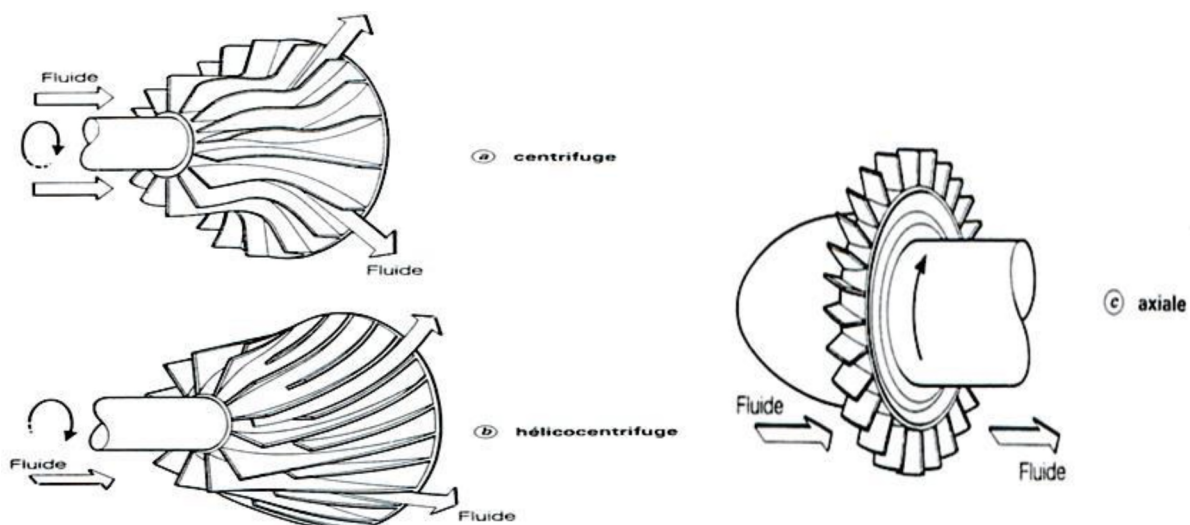


Figure V. 1. Les trois essentiels des turbopompes.

V.2.2. Choix du type de pompe.

Dans notre étude les critères de choix du type de pompe sont :

- ✓ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Etre fabriquée en série.

V.2.3. Caractéristique hydraulique d'une pompe centrifuge.

D'un point de vue hydraulique, les principaux paramètres qui caractérisent une pompe centrifuge sont :

V.2.3.1. Le débit pompé Q :

Le débit refoulé, Q , est le volume utile débité au refoulement de la pompe par unité de temps, en m^3/s (unités également utilisées : l/s et m^3/h). Il est proportionnel à la vitesse de rotation de la pompe.

V.2.3.2. Vitesse de rotation de la pompe N :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N ; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.2.3.3. La hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale d'une pompe est le travail mécanique utile, et qui égale à la somme des termes suivant [4] :

V.2.3.4. La hauteur géométrique d'élévation H_g :

La hauteur géométrique d'élévation est la distance entre le point le plus haut à atteindre et le plan de pompage.

H_g se décompose donc en deux :

❖ Hauteur géométrique de refoulement H_r :

Hauteur géométrique de refoulement est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe (pour un groupe horizontal), et la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue (pour un groupe vertical).

❖ Hauteur géométrique d'aspiration H_a :

Hauteur géométrique d'aspiration est la distance sépare l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal ; ce sera la distance séparant le plan de la première roue (si la pompe est multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

$$H_g = z_3 - z_0 = (z_3 - z_1) - (z_0 - z_1)$$

$$\text{Avec : } H_r = z_3 - z_1 \text{ et } H_a = z_0 - z_1$$

Donc :

$$H_g = H_r + H_a \quad (V.1)$$

V.2.3.5. Les pertes de charge totales J :

Les pertes de charge totales sont la somme des pertes de charge d'aspiration J_a et les pertes de charge de refoulement J_r .

Donc :

V.2.4. Les courbes caractéristiques.

V.2.4.1. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [4].

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes principales qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

❖ **La courbe débit hauteur.**

La courbe débit hauteur exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

❖ **La courbe de rendement débit.**

Exprime les variations des différents rendements en fonction du débit.

❖ **La courbe des puissances absorbées débit.**

Exprime les variations des différentes puissances en fonction du débit.

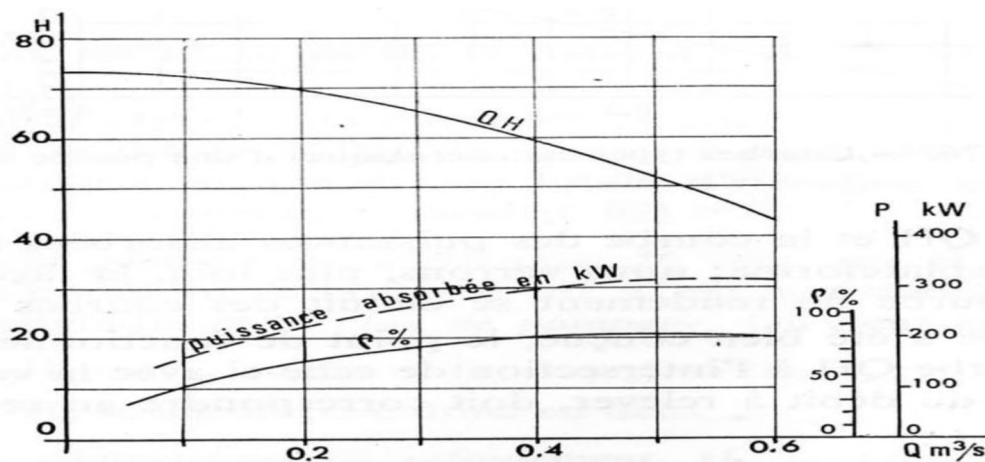


Figure V. 3. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.2.4.2. Les courbes caractéristiques d'une conduite.

La caractéristique de la conduite représente la hauteur en fonction de débit selon la formule suivante :

$$HT = H_g + RQ^2 \quad (V.5)$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ; Point de fonctionnement.

V.2.5. Recherche du point de fonctionnement.

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédent, 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.

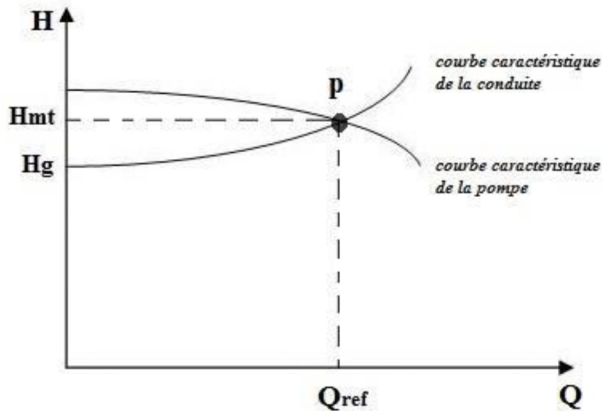


Figure V. 4. Point de fonctionnement d'une pompe.

Lorsque 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 des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

V.2.5.1. Réalisation du point de fonctionnement désiré.

❖ 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.

Pour cela on utilise la formule qui suit :

Avec :

$$T = T_1 * Q_1 / Q \quad (V.6)$$

T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale 20h.

Donc :

$$20 * Q_1 = T * Q \quad (V.7)$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{20 * Q_1}{Q} \quad (V.8)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a1} = \frac{g * h * Q}{\eta} \quad (V.9)$$

Avec :

η : rendement correspondant au point $P_1 (Q_1, H_1)$ en %.

❖ 2^{eme} Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) » :

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta} \quad (V.10)$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (V.11)$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- H_2 : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de $h=0$ en (m).
- H_1 : la hauteur manométrique totale au point désiré ;
- η : rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- ✓ Augmentation de l'énergie consommée par la pompe.
- ✓ Risque de détérioration rapide de la pompe.
- ✓ Diminution du rendement de la pompe.

❖ *3^{eme} Variante : « variation de la vitesse » :*

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré, à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur (**a**) est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (V.12)$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1 (H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V (Q_v, H_v) de P_1 (figure V-5), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad (V.13)$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N * \left(\frac{Q_1}{Q_v} \right) \quad (V.14)$$

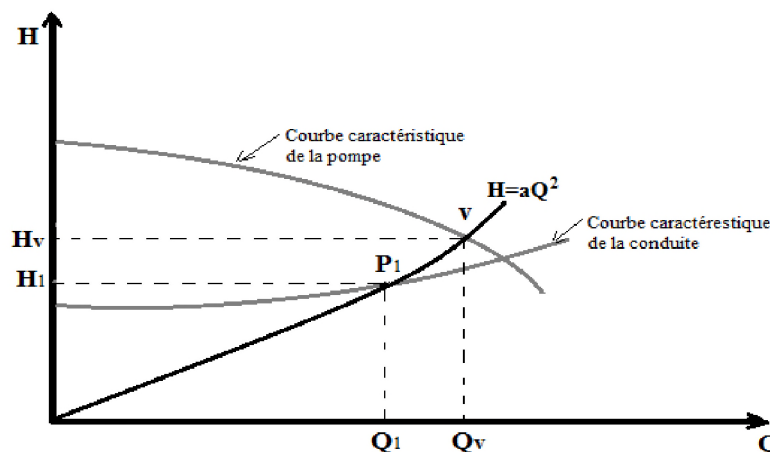


Figure V. 5. Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

Chapitre V. Les Pompes.

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a3} = \frac{g * H_V * Q_V}{\eta} \quad 2-15$$

❖ 4eme Variante : « rognage de la roue de la pompe » :

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré par la figure (V-6) ci-après :

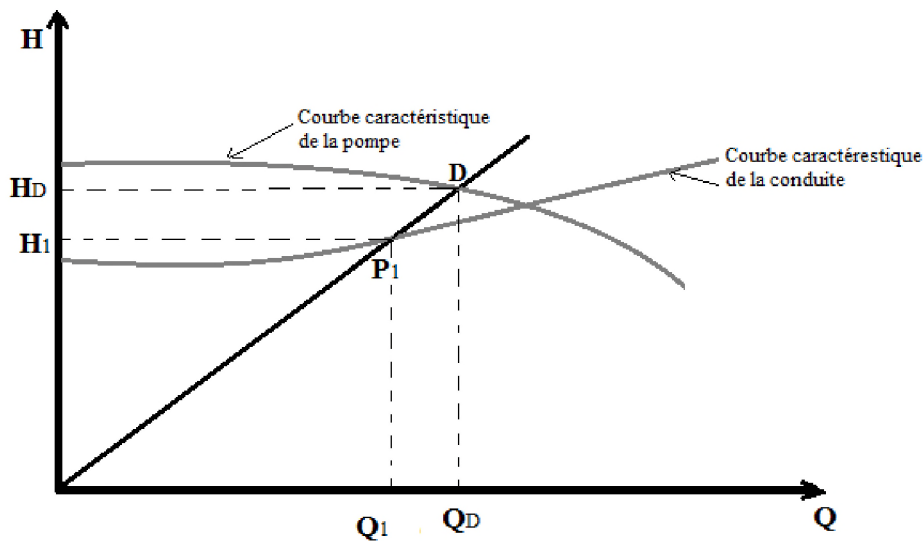


Figure V. 6. Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2} \quad (V.16)$$

Où :

D et d : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant $d=m*D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad (V.17)$$

Avec :

- m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (V.18)$$

Chapitre V. Les Pompes.

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a4} = \frac{g * H_3 * Q_3}{\eta} \quad (V.19)$$

- Q : Débit (m³/j) ;
- HT : Charge totale en fonction du débit en (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 * \lambda * l}{g * \pi^2 * D^5} \quad (V.20)$$

V.2.6. Etude de la cavitation.

La cavitation est un phénomène physique très complexe, ce phénomène se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

Il se forme de cavités remplies de vapeur et d'air, provoquant d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydrauliques (rendement, la hauteur d'élévation...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Afin de remédier à ce problème, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $NPSH_d$, donnée par l'utilisateur) qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $NPSH_r$, donnée par le constructeur).

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (V.21)$$

Avec :

- ✓ $NPSH_d$: la charge nette d'aspiration disponible, calculée par l'utilisateur (m).
- ✓ $NPSH_r$: la charge nette d'aspiration requise par le constructeur (m).

$$\begin{cases} NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\omega}\right) + H_a - (J_a + h_v) \text{ Aspiration en charge.} \\ NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\omega}\right) - H_a - (J_a + h_v) \text{ Aspiration en dépression.} \end{cases}$$

- H_a : hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : perte de charge d'aspiration en (m) ;
- h_v : tension de vapeur d'eau pompée (à $T = 20^\circ\text{C}$, $h_v = 0,24$ m) ;
- P_0/ω : pression en mètre colonne d'eau, au plan d'eau.

$$P_0/\omega = 10,33 - (0,0012 a')$$

Avec :

- a' : l'altitude de la station de pompage/et du réservoir.

Tableau V. 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
h_v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

V.3. Calcul hydraulique de la station de pompage

V.3.1. Choix des pompes.

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRARI PUMP TUTOR », au lieu des catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

V.3.2. Tronçon «SP-r (Tandja)».

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- ❖ $Q = 8 \text{ l/s}$;
- ❖ $H_g = 85,88 \text{ m}$;
- ❖ $H_{mt} = 94,95 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage sont représentées dans la figure (V-7) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe 7.

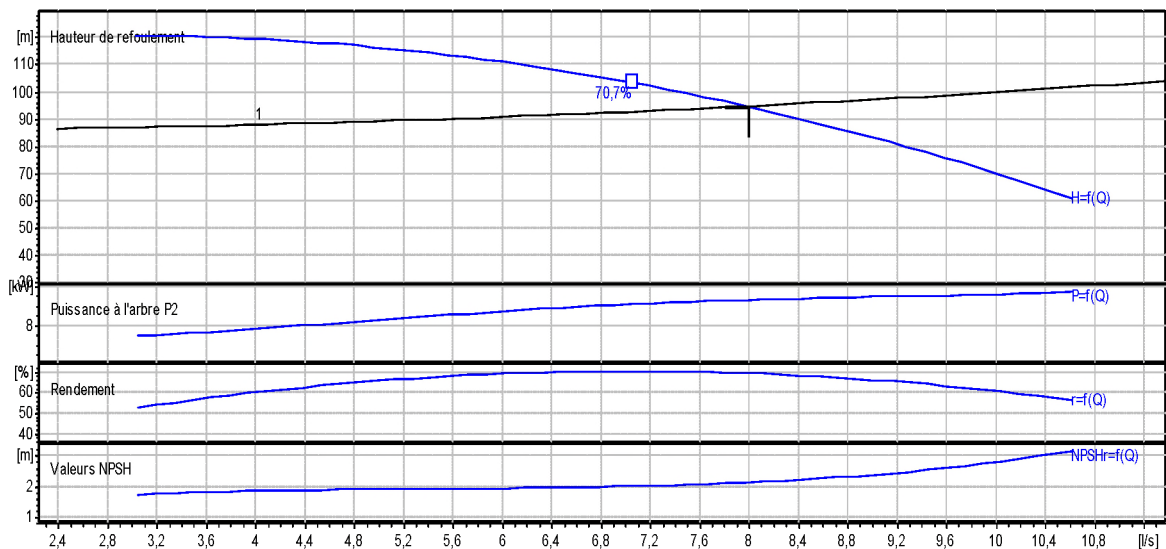


Figure V. 7. Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage.

On a opté pour le choix d'une pompe centrifuge de type multicellulaires de surface a axe horizontal [HMU40-2/ 4C].

$N=2900 \text{ tr/min}$

$\eta=69.7\%$

$NPSH_r = 2.15$

$P=10.7\text{kw}$

Point de fonctionnement : $P = (Q = 8 \text{ l/s} ; H_{mt} = 94.9 \text{ m})$;

Point désiré : $P_1 = (Q = 8 \text{ l/s} ; H_{mt} = 94.95 \text{ m})$.

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné correspond à celui désiré, donc la pompe ne nécessite aucune modification.

V.3.3. Vérification de la cavitation.

Données de base

- ✓ La cote du plan d'aspiration 848m ;
- ✓ La cote de l'axe de la pompe 848m ;

Chapitre V. Les Pompes.

- ✓ Hauteur d'aspiration ; $H_a = 848 - 848 = 0\text{m}$.
- ✓ La hauteur d'aspiration est égale à zéro, donc la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0/\omega = 10,33 - 0,0012 \times 848$$

$$P_0/\omega = 9,3124 \text{ mce}$$

Pour : $J_a = 0 \text{ m}$.

$$NPSH_d = 9,3124 + 0 - (0 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 9,0724 \text{ m}$$

$$\text{On a } NPSH_r = 2,15 \text{ m}$$

On constate que $NPSH_d > NPSH_r$, donc la relation (V-21) est vérifiée, il n'y a pas un problème de cavitation.

V.4. Conclusion.

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les pompes.

On a opté pour le choix d'une pompe centrifuge de type multicellulaires de surface à axe horizontal.



Chapitre VI : Distribution



VI.1. Introduction

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

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable de la zone d'étude, en exploitant le logiciel EPANET.

VI.2. Généralité

VI.2.1. Classification des réseaux de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont [10] :

- ✓ Réseau ramifié ;
- ✓ Réseau maillé ;
- ✓ Réseau mixte.

VI.2.1.1. Les réseaux maillés.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

L'avantage des réseaux maillés est qu'il permet une alimentation en route ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.

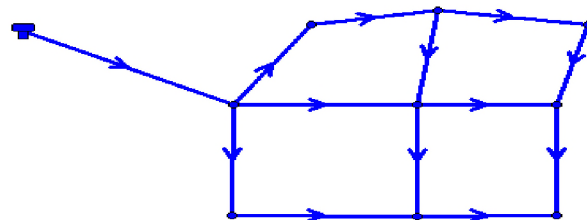


Figure.VI. 1. Schéma de réseau maillé.

VI.2.1.2. Réseaux ramifiés.

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches), les conduites ne comportent aucune alimentation en retour.

Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité, une rupture ou un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval, les réseaux ramifiés sont utilisés dans les petites agglomérations rurales.

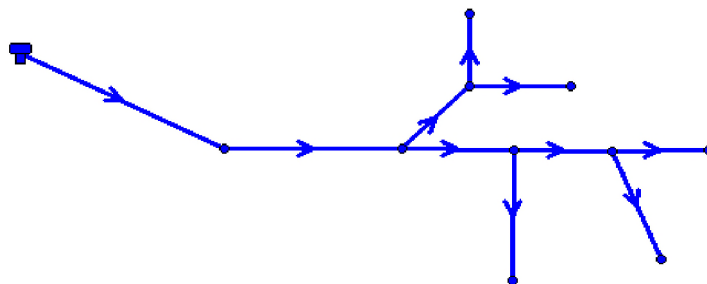


Figure.VI. 2. Schéma de réseau ramifié.

VI.2.1.3. Réseaux mixte.

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

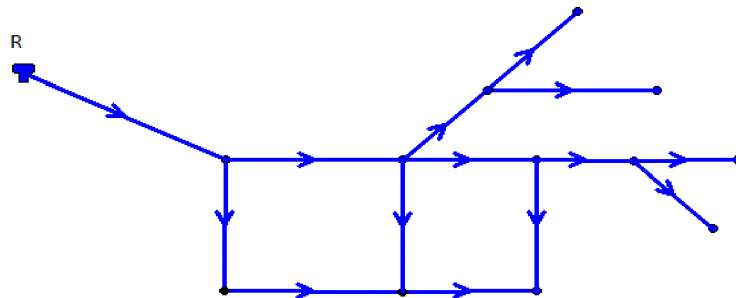


Figure. VI. 3. Schéma de réseau mixte.

VI.2.2. Principe de tracé d'un réseau de distribution.

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter à savoir :

- ✓ Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- ✓ Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable ;
- ✓ Tracer les conduites principales en parallèle ;
- ✓ Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles ;
- ✓ Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

VI.2.3. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons [3]:

- ✓ L'emplacement des quartiers ;
- ✓ L'emplacement des consommateurs ;
- ✓ Le relief ;
- ✓ Le souci d'assurer un service souple et précis.

On a choisi pour notre site d'étude le réseau mixte parce qu'il est convenable pour la région, (la topographie et la répartition de l'agglomération).

VI.2.4. Choix du système de distribution

Dans l'alimentation en eau potable, on distingue deux principaux systèmes de distributions :

- ✓ Système à réservoir de tête ;
- ✓ Système à contre réservoir ou à injection directe.

Vu la configuration du terrain du site, nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir de tête.

VI.3. Description du réseau de distribution

La distribution en eau potable de la zone d'étude se fera par gravité, à partir du réservoir d'Est d'Amoucha d'une capacité de 1000 m³ situé à une cote de 887 m. Vu le caractère rural de la localité, le relief du terrain qui est accidenté et aussi la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire total de 23955 m comme représenté dans la figure (VI.4) ci-dessous :

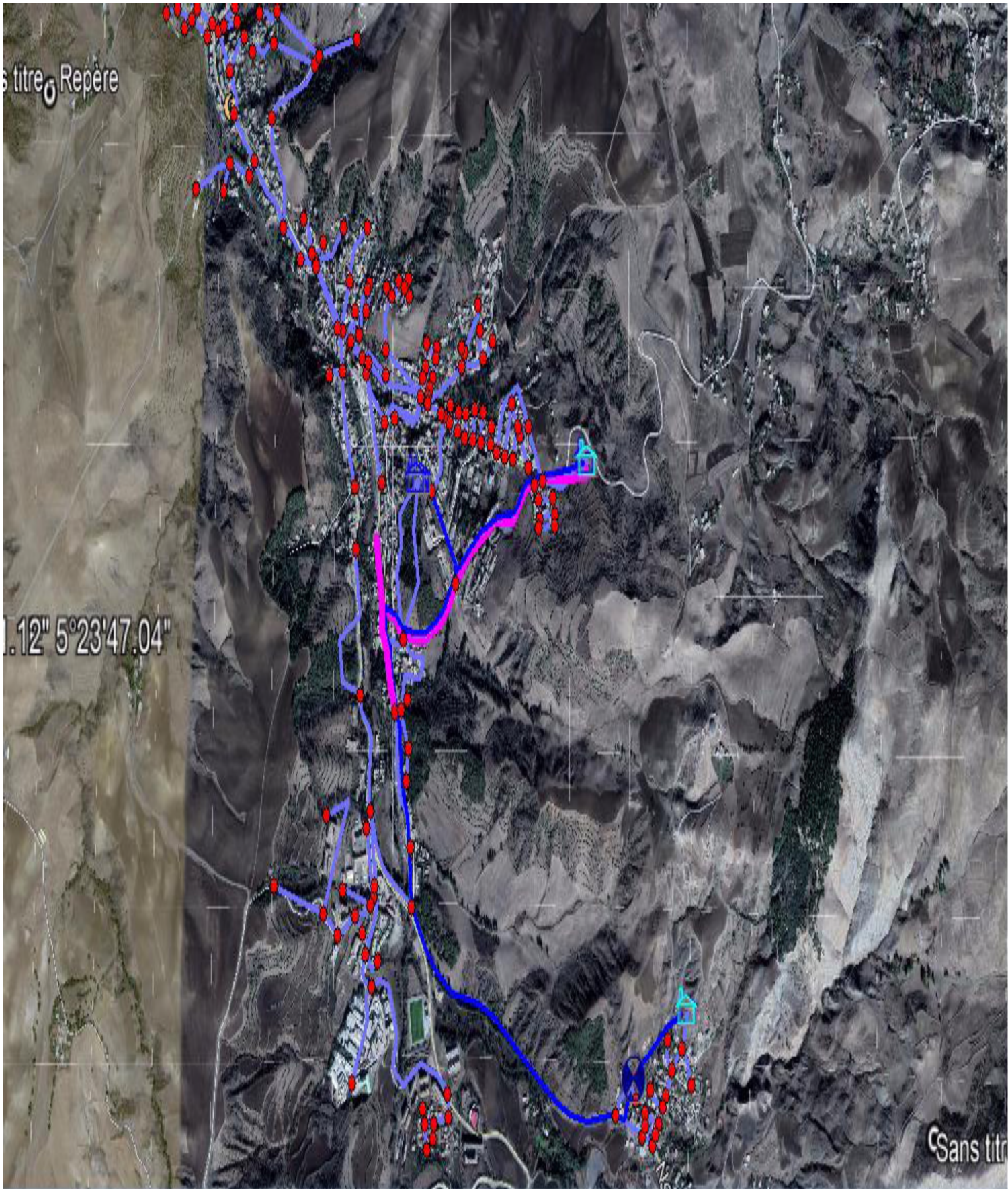


Figure.VI. 4. Schéma descriptif de la distribution de la zone d'étude.

VI.4. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles [8].

VI.4.1. Détermination des débits du réseau

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- cas de pointe ;
- cas de pointe plus incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

VI.4.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet que l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution [4].

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

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon i (m).

VI.4.1.2. Débit de route

Le débit de route de chaque tronçon est un débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante [4] :

$$Q_r = Q_s \times L_i \quad (VI.2)$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- Q_p : Débit spécifique (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon considéré (m).

VI.4.1.3. Débit aux noeuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque noeud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les noeuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante [4] :

$$Q_n = 0,5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (VI.3)$$

Avec :

- Q_n : Débit au noeud en (l /s) ;
- Q_c : Débit concentré au noeud en aval en (l/s).

VI.4.1.4. Débits tronçon (Q_t) :

❖ Cas d'un réseau maillé.

Le calcul des débits en chaque tronçon est basé sur la loi des mailles. Tout d'abord on calcule d'une manière approximative ces débits à l'aide de la loi des noeuds (La somme des débits entrants dans un noeud est égale à la somme des débits sortants).

$$\sum Q_e = \sum Q_s \quad (VI.4)$$

Nous allons commencer les calculs à partir du point critique, c'est-à-dire le noeud le plus éloigné du point d'alimentation, puis nous remonterons vers son amont.

❖ Cas d'un réseau ramifié.

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 aval).

Le débit de transit est donné par la formule.

$$Q_t = 0.5Q_r + Q_c \quad (VI.5)$$

Avec:

- Q_t : Débit transité par le tronçon (l/s);
- Q_c : Débit aval (l/s);
- Q_r : Débit en route (l/s).

VI.4.2. Calcul des pressions

Connaissant les cotes de différentes extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (VI.6)$$

Avec :

- P_j : La pression au sol du point considéré (m) ;
- C_{pj} : La cote piézométrique du même point considéré (m) ;
- C_{tj} : La cote du terrain du point considéré (m).

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{lij} \quad (VI.7)$$

Avec :

- C_{pi} : La cote piézométrique du point i (m) ;
- H_{lij} : La perte de charge dans le tronçon ij, l'écoulement s'effectue de i vers j (m).

VI.5. Simulation du réseau

A l'aide du logiciel EPANET qui est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique, et également d'un point de vue qualité de l'eau.

On fait entrer les débits et les altitudes de chaque noeud, ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduites, après on lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s – 2m/s) pour chaque conduite, et aussi des pressions aux différents noeuds qui ne dépasse pas 60 m.c.e. Cependant, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10 Annexe 8.

VI.5.1. Présentation du logiciel EPANET.

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, noeuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque noeud, 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.

VI.5.2. Utilisation du logiciel EPANET.

Les Etapes 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 ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- ✓ Lancer une simulation hydraulique ou un analyse de la qualité ;
- ✓ Visualiser les résultats d'une simulation ;
- ✓ Interpréter les résultats.

VI.5.3. Modélisation du réseau.

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

Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

❖ Au niveau des noeuds :

- ✓ L'altitude du noeud par rapport à un plan de référence ;
- ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

❖ Au niveau des arcs (conduite) :

- ✓ Les noeuds initial et final ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La longueur ;
- ✓ Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

❖ Au niveau des réservoirs :

- ✓ L'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul) ;
- ✓ Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
- ✓ Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.

- ✓ La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :
- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- ✓ On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de transit, l'heure d'arrêt et l'heure d'incendie).
- ✓ On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- ✓ Sachant le débit spécifique, on détermine les débits supposés concentrés aux noeuds.

VI.6.1. Calcul des débits.

VI.6.1.1. Les Débits des pointes :

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe est :

Pour la zone I : $Q_p = 27.92$ l/s ;

Pour la zone II : $Q_p = 290.02$ l/s ;

Pour la zone III : $Q_p = 15.13$ l/s.

VI.6.2. Calcul des différents débits du réseau

VI.6.2.1. La zone I

Chapitre VI. Distribution.

$$\text{On a : } Q_s = \frac{Q_p}{\Sigma L_i};$$

$$Q_p = 27.92 \text{ l/s};$$

$$\Sigma L_i = 4731.$$

$$\text{Alors } Q_s = 27.92/4731$$

$$Q_s = 0,0.47 \text{ l/s/m}$$

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau VI. 1. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau.

Cas pointe						
Id noeuds	Troncon	L (m)	Qp(l/s)	Qs (l/s)	Qr (l/s/m)	Qn (l/s)
1	R2-1	553	27.92	0,0047	2,5724	2,7911
	1-2	327	27.92	0,0047	1,5211	
	1-5	320	27.92	0,0047	1,4886	
2	1-2	327	27.92	0,0047	1,5211	1,9026
	2-3	491	27.92	0,0047	2,2840	
3	2-3	491	27.92	0,0047	2,2840	1,3490
	3-4	89	27.92	0,0047	0,4140	
4	3-4	89	27.92	0,0047	0,4140	1,0606
	4-9	367	27.92	0,0047	1,7072	
5	1-5	320	27.92	0,0047	1,4886	0,9327
	5-6	4	27.92	0,0047	0,0186	
	5-7	77	27.92	0,0047	0,3582	
6	5-6	4	27.92	0,0047	0,0186	0,0093
7	5-7	77	27.92	0,0047	0,3582	0,3745
	7-8	84	27.92	0,0047	0,3907	
8	7-8	84	27.92	0,0047	0,3907	0,1954
9	4-9	367	27.92	0,0047	1,7072	2,1840
	9-10	338	27.92	0,0047	1,5723	
	9-12	234	27.92	0,0047	1,0885	
10	9-10	338	27.92	0,0047	1,5723	2,8143
	10-11	872	27.92	0,0047	4,0564	
11	10-11	872	27.92	0,0047	4,0564	2,0282
12	9-12	234	27.92	0,0047	1,0885	1,1327
	12-23	203	27.92	0,0047	0,9443	
	12-13	50	27.92	0,0047	0,2326	
13	12-13	50	27.92	0,0047	0,2326	0,3210
	13-14	71	27.92	0,0047	0,3303	
	13-15	17	27.92	0,0047	0,0791	
14	13-14	71	27.92	0,0047	0,3303	0,1651
15	13-15	17	27.92	0,0047	0,0791	0,2186

Chapitre VI. Distribution.

	15-16	40	27.92	0,0047	0,1861	
	15-17	37	27.92	0,0047	0,1721	
16	15-16	40	27.92	0,0047	0,1861	0,0930
17	15-17	37	27.92	0,0047	0,1721	0,4582
	17-18	20	27.92	0,0047	0,0930	
	17-19	140	27.92	0,0047	0,6512	
18	17-18	20	27.92	0,0047	0,0930	0,0465
19	17-19	140	27.92	0,0047	0,6512	0,3931
	19-20	29	27.92	0,0047	0,1349	
20	19-20	29	27.92	0,0047	0,1349	0,4001
	20-21	101	27.92	0,0047	0,4698	
	20-22	42	27.92	0,0047	0,1954	
21	20-21	101	27.92	0,0047	0,4698	0,2349
22	20-22	42	27.92	0,0047	0,1954	0,0977
23	12-23	203	27.92	0,0047	0,9443	0,7024
	23-24	27	27.92	0,0047	0,1256	
	23-25	72	27.92	0,0047	0,3349	
24	23-24	27	27.92	0,0047	0,1256	0,0628
25	23-25	72	27.92	0,0047	0,3349	2,4422
	25-26	263	27.92	0,0047	1,2234	
	25-27	715	27.92	0,0047	3,3260	
26	25-26	263	27.92	0,0047	1,2234	0,6117
27	25-27	715	27.92	0,0047	3,3260	1,8002
	27-28	59	27.92	0,0047	0,2745	
28	27-28	59	27.92	0,0047	0,2745	0,3652
	28-29	98	27.92	0,0047	0,4559	
29	28-29	98	27.92	0,0047	0,4559	0,3768
	29-30	34	27.92	0,0047	0,1582	
	29-31	30	27.92	0,0047	0,1396	
30	29-30	34	27.92	0,0047	0,1582	0,0791
31	29-31	30	27.92	0,0047	0,1396	0,2233
	31-32	24	27.92	0,0047	0,1116	
	31-33	42	27.92	0,0047	0,1954	
32	31-32	24	27.92	0,0047	0,1116	0,0558
33	31-33	42	27.92	0,0047	0,1954	0,0977

Après l'analyse des résultats de la simulation qui sont apparait dans la figure (VI.5), on a observé que les vitesses et les pressions de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées.

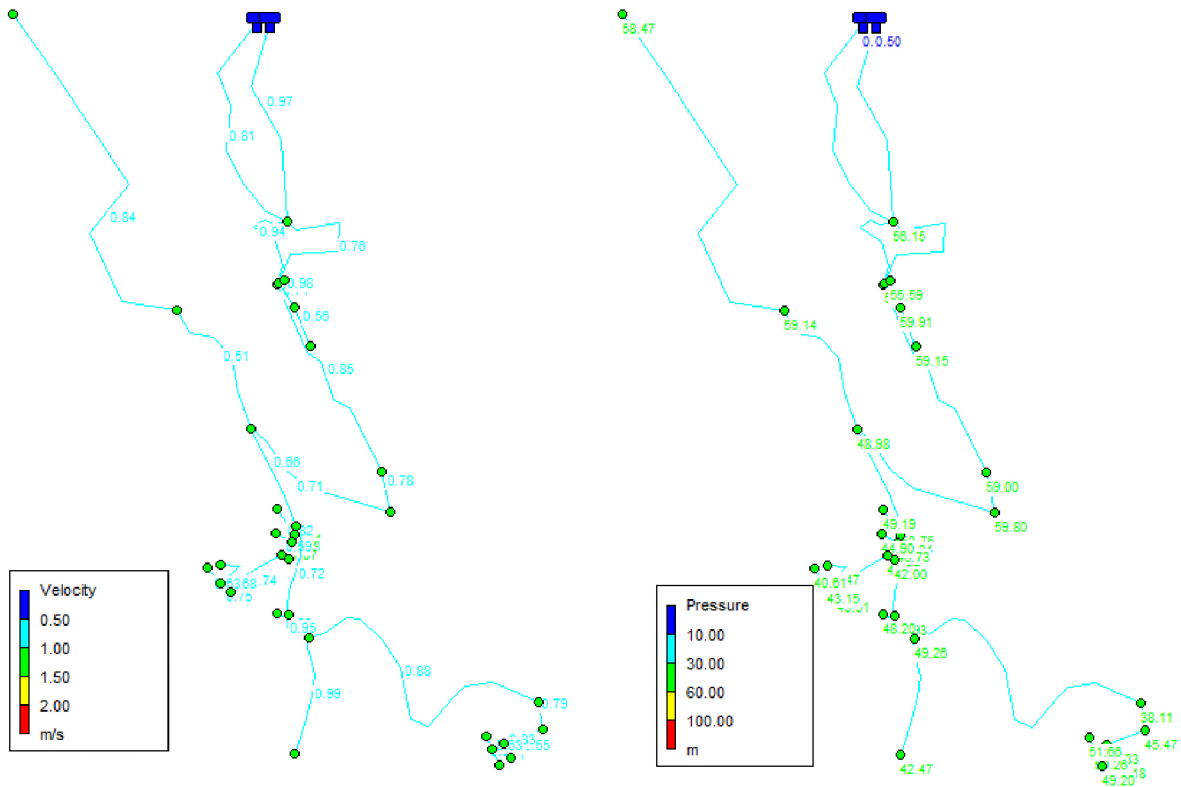


Figure.VI. 5. Etat du réseau après la simulation.

Tableau VI. 2. Les donnes du réseau après la simulation.

Nœuds				Conduit					
ID_Nœud	Altitude (m)	Demand de base (l/s)	Pression (m)	ID_Conduit	Longuer (m)	Diametre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Statuts
2	806.99	2.99	56.15	1	553	141	12.67	0.81	Open
3	806.31	2.20	55.44	2	327	176.2	23.00	0.94	Open
4	801	1.80	59.00	3	491	176.2	20.80	0.85	Open
5	799.93	1.60	59.80	4	89	176.2	19.00	0.78	Open
6	799.39	1.20	59.89	5	328	55.4	1.82	0.76	Open
7	801.2	0.02	55.59	6	14	16	0.02	0.71	Open
8	796	0.41	59.91	7	77	28	0.60	0.98	Open
9	794.78	0.20	59.15	8	84	21	0.20	0.56	Open
10	809.80	2.18	48.98	9	367	176.2	17.40	0.71	Open
11	798.80	2.81	59.14	10	338	110	4.84	0.51	Open
12	787.90	2.03	58.47	11	812	55.4	2.03	0.84	Open
13	804.34	1.13	53.75	12	234	141	10.38	0.66	Open
14	807.13	0.32	50.24	13	22	50	2.43	1.24	Open
15	803.59	0.17	49.19	14	71	16	0.17	0.82	Open
16	809.96	0.22	46.73	15	17	44	1.94	1.28	Open

Chapitre VI. Distribution.

17	810	0.09	44.90	16	40	16	0.09	0.60	Open
18	814.60	0.46	41.27	17	28	44	1.63	1.07	Open
19	812.53	0.05	42.00	18	20	16	0.05	0.59	Open
20	810.25	0.39	43.51	19	140	44	1.13	0.74	Open
21	810.02	0.40	43.15	20	29	35.2	0.73	0.75	Open
21	808.4	0.23	41.47	21	101	21	0.23	0.68	Open
22	810.5	0.10	40.61	21	42	16	0.10	0.63	Open
23	807.22	0.70	49.93	22	203	110	6.82	0.72	Open
24	808.19	0.06	48.20	23	16	16	0.06	0.56	Open
25	807.19	2.44	49.26	24	72	90	6.05	0.95	Open
26	802.2	0.61	42.47	25	263	28	0.61	0.99	Open
27	809.50	1.80	38.11	26	715	66	3.00	0.88	Open
28	801.15	0.37	45.47	27	59	44	1.20	0.79	Open
29	806.99	2.99	56.15	28	553	141	12.67	0.81	Open
30	799	0.38	46.83	29	327	176.2	23.00	0.94	Open
31	800	0.08	42.18	30	491	176.2	20.80	0.85	Open
32	795	0.22	50.26	31	89	176.2	19.00	0.78	Open
33	792.2	0.06	51.66	32	328	55.4	1.82	0.76	Open
34	794	0.10	49.20	33	14	16	0.02	0.71	Open
R1_2 50	865	-12.67	0.50	34	77	28	0.60	0.98	Open
R2_2 50	865	-15.15	0.50						

VI.6.2.2. La zone II

$$\text{On a : } Q_s = \frac{Q_p}{\Sigma L_i}$$

$$Q_p = 290.02 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L_i = 13764$$

$$\text{Alors } Q_s = 290.02/13764$$

$$Q_s = \mathbf{0,0211 \text{ l/s/m}}$$

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans l'annexe 3.

Après l'analyse des résultats de la simulation qui sont apparait dans la figure (VI.6) et l'annexe 4, on a observé que les vitesses et les pressions de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées.

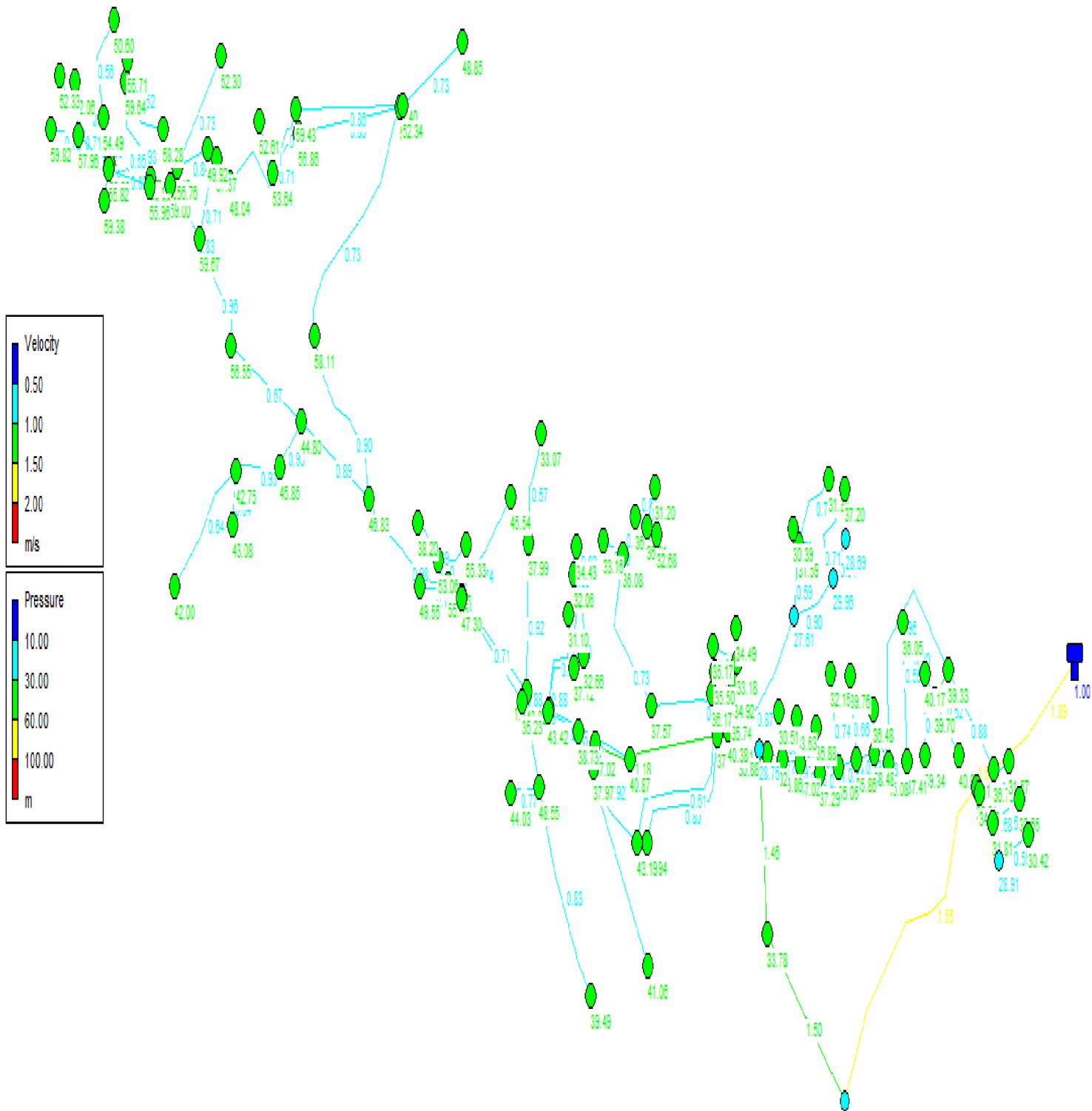


Figure.VI. 6. Etat de réseau après la simulation.

VI.6.2.3. La zone III

On a : $Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i}$

$Q_p = 15.13 \text{ l/s}$

$\sum L_i = 1071$

- $Q_{n19} = 1.98 + 17 = 18.98$ l/s ;
- $Q_{n24} = 2.06 + 17 = 19.06$ l/s ;
- $Q_{n24} = 2.06 + 17 = 19.06$ l/s ;
- $Q_{n24} = 2.06 + 17 = 19.06$ l/s.

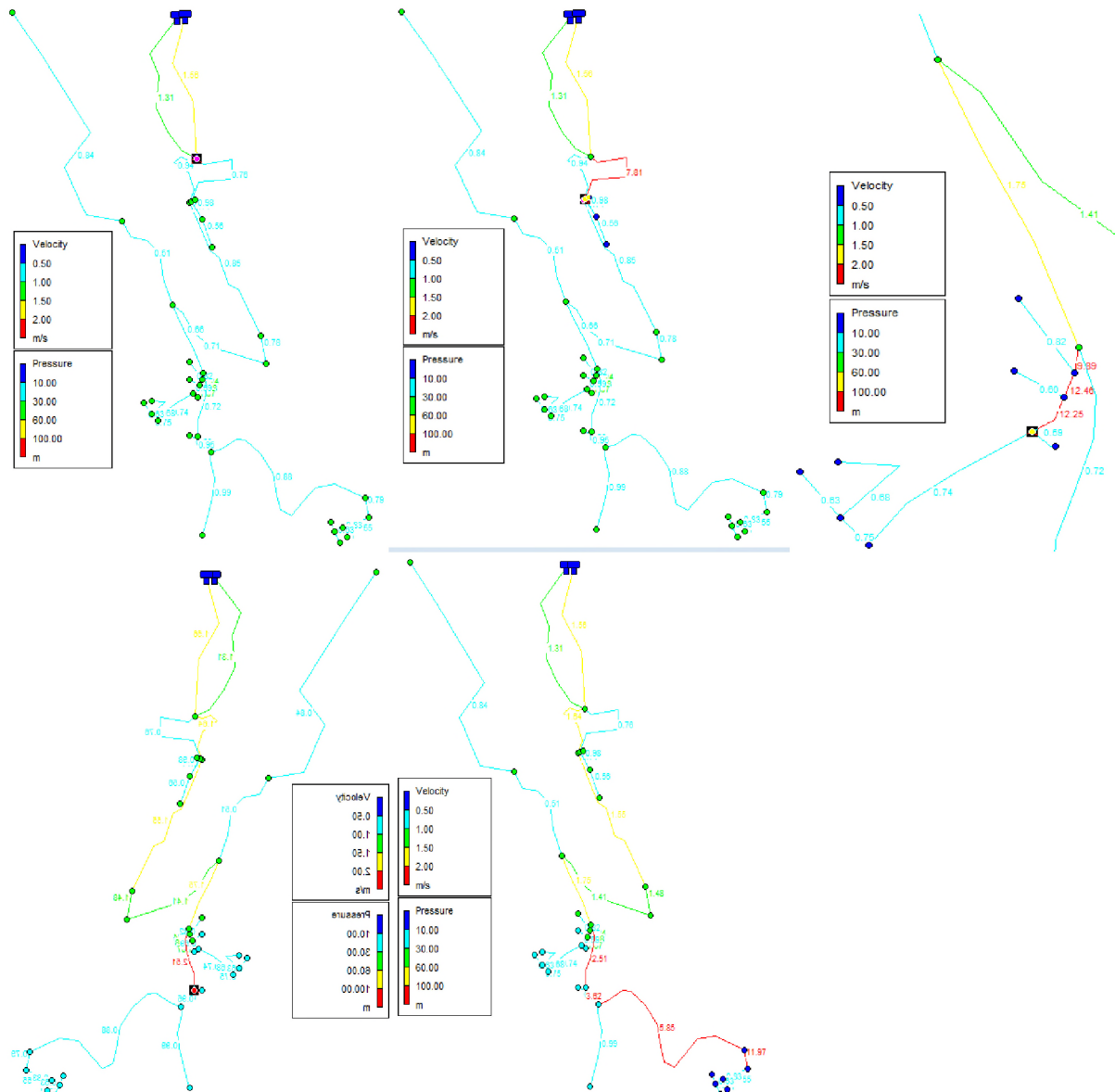


Figure. VI. 8. Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au noeuds 2,6,18,24,29.

Etat du réseau après simulation :

Après simulation au poteau d'incendie au noeud 2 séparément, nous avons remarqué que toutes les vitesses sont acceptables.

Pour les poteaux au nœuds restant on remarque qu'il y a des vitesses très élevées.

VI.6.3.3. Zone II

Nous avons décidé de placer 03 poteaux sur le réseau de la zone II au niveau des noeuds : 11,14,35,41,43,51,61,73,77,85,93. Donc sur le réseau de distribution de cette dernière , nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau de chaque noeud ou nous allons placer les poteau d'incendie; de sorte à ne pas exploiter simultanément plus qu'un poteau d'incendie.

Donc le débit dans ces nœuds sera :

Tableau VI. 3. Débit nœud cas pointe plus incendie.

Nœud	11	14	35	41	43	51	61	73	77	85	93
Qp (l/s)	0.664	2.97	2.3	8.64	3.45	2.95	3.18	1.76	4.014	2.89	2.82
Qp + incendie (l/s)	17.664	19.97	19.3	25.64	20.45	19.95	20.18	18.76	21.014	19.89	19.82

Etat du réseau après simulation :

Après la simulation au poteaux d'incendie, nous avons remarqué qu'il y a des vitesses très élevées.

VI.6.3.4. Zone III

Nous avons décidé de placer 03 poteaux sur le réseau de la zone III au niveau des noeuds : N05, N12, N14. Donc sur le réseau de distribution de cette dernière, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau de chaque noeud ou nous allons placer les poteau d'incendie; de sorte à ne pas exploiter simultanément plus qu'un poteau d'incendie.

Donc le débit dans ces nœuds sera :

- $Q_{n05} = 0.85 + 17 = 17.85$ l/s ;
- $Q_{n12} = 1.90 + 17 = 18.19$ l/s ;
- $Q_{n14} = 1.26 + 17 = 18.26$ l/s.

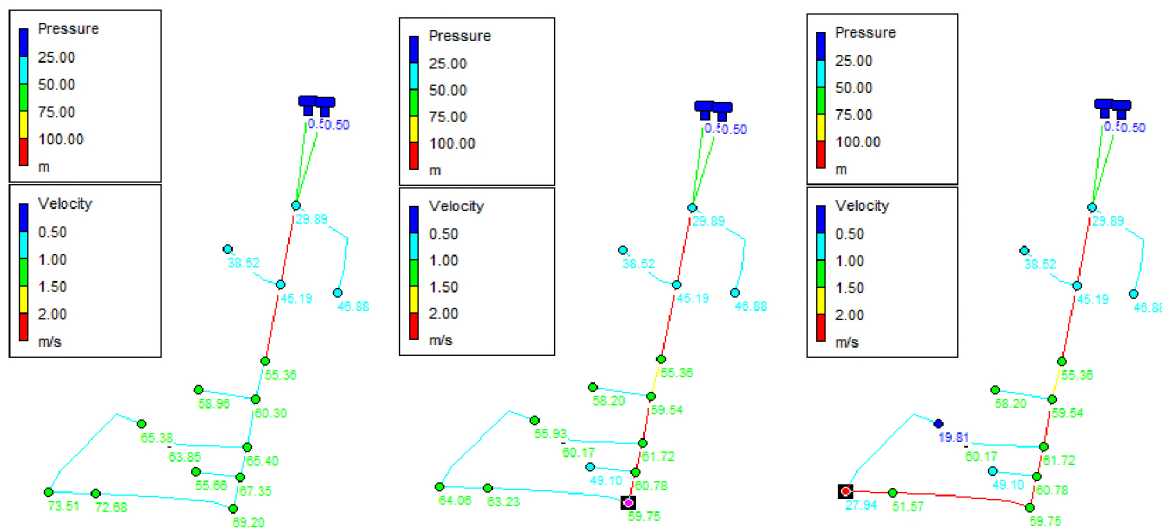


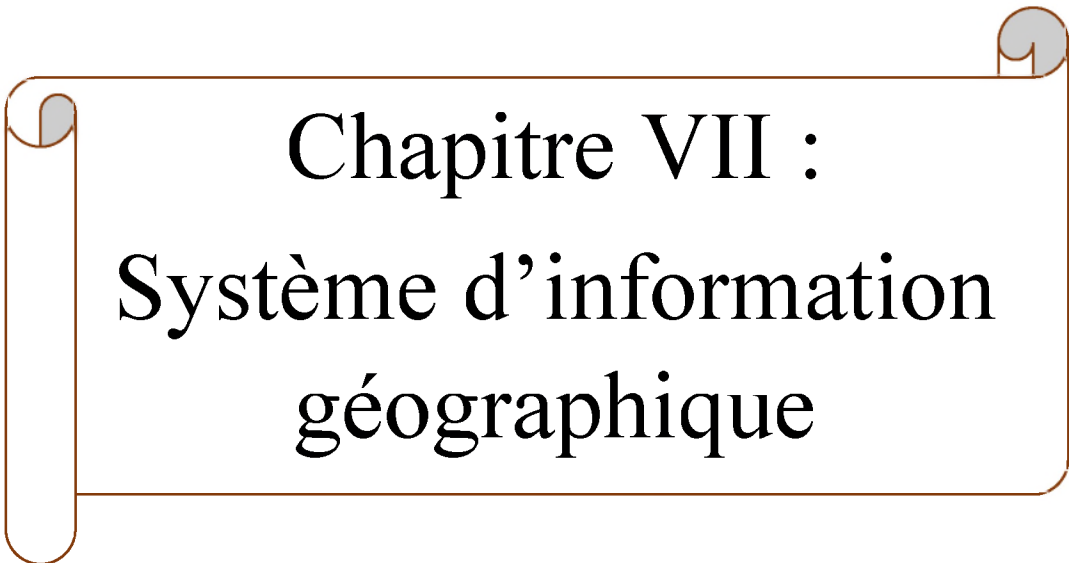
Figure.VI. 9. Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœuds 5,12,14.

Etat du réseau après simulation :

Après simulation au poteau d'incendie, nous avons remarqué que les vitesses très élevées.

VI.7. Conclusion.

En conclusion, on peut dire que les réseaux d'alimentation en eau potable des trois zones fonctionnent normalement, la pression de service est assurée aux points les plus défavorables, les vitesses sont acceptables, mais le contrôle et la gestion rigoureuse du réseau restent des conditions indispensables pour assurer une longue vie au réseau, et pour fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées aux besoins.

A decorative scroll graphic with a brown border and grey scroll ends, containing the chapter title.

Chapitre VII : Système d'information géographique

VII.1. Introduction

La géographie a toujours constitué une infrastructure importante et elle a offert un langage pour organiser et communiquer des concepts essentiels sur le monde. Informatique permet de recueillir et de partager des connaissances par l'intermédiaire de réseaux tels qu'internet.

Parallèlement, la technologie des systèmes d'informations géographiques (SIG) évolue sans cesse pour offrir une méthodologie permettant de comprendre, représenter, gérer et transmettre les différents aspects des paysages physiques et humains afin de mieux appréhender la terre comme un système.

VII.2. Généralité

VII.2.1. Définition des SIG.

SIG signifie ' ' Système d'Informations Géographiques ' ', Système d'informations géographique (SIG) est un ensemble de données repérées dans l'espace, structuré de façon à pouvoir en extraire des synthèses utiles à la décision. Le système d'information géographique est une base de données manipulable à tout moment qui nous aide à la décision. Il est difficile de définir un SIG en quelques mots. Disons pour simplifier que c'est un système de gestion de l'information spatialisée. Information géographique est [10] :

- ✓ Géométrique ou graphique (attachée à un système de référence) ;
- ✓ Sémantique ou descriptives (attributs).

Le contenu d'une base de données (BD) à référence spatiale présente donne une vue partielle du monde (représentation particulière). La complexité du monde réel est si grande que l'on crée des modèles de la réalité qui ne sont que des représentations de cette complexité du monde réel. Les mesures et les échantillons de la base de données doivent représenter le monde de manière aussi exhaustive et consistante que possible.

VII.2.2. Vocation d'un SIG

Rassembler au sein d'un outil informatique des données diverses, localisées dans le même espace géographique, relatives à la terre et à l'homme, à leurs interactions et à leurs évolutions respectives. La finalité d'un SIG est l'aide à la décision. La constitution de la base de données à référence spatiale suppose un géo référencement, des données. Une fois les données acquises et structurées dans la base, l'utilisateur va pouvoir les analyser, les visualiser et les manipuler. C'est un moyen d'accéder à la compréhension d'une réalité complexe selon une approche multicouche et multi scalaire [10].

Le SIG comprend deux types de bases de données intimement liées :

- Données Géographiques (spatiales) ;
- Données d'attribut (descriptives).

VII.2.3. Quelques domaines d'application des SIG :

Les SIG sont utilisés pour gérer et étudier une gamme très diversifiée de phénomènes et de réseaux de phénomènes [10].

- **Ressources naturelles** : Protection des zones humides, études d'impact environnemental, évaluation du potentiel panoramique, gestions des produits dangereux, modélisation des eaux souterraines et dépistage des contaminants, étude des habitats fauniques et des migrations, recherche du potentiel minier etc.

- **Réseaux urbains** : localisation à partir des adresses civique, planification des transports, développement de plan d'évacuation, sélection de sites, planification et distribution des flux de véhicules, localisation des accidents, sélection d'itinéraires, etc.
- **Administration municipale** : Gestion du cadastre, zonage, évaluation foncière, gestion de la qualité des eaux, entretien des infrastructures, études d'impact environnemental, schémas d'aménagement, etc.
- **Gestion des installations** : Localisation des câbles et tuyaux souterrains, rééquilibrage des réseaux électriques, planification et entretien des installations, localisations des dépenses énergétiques, etc.
- **Commerce** : Analyse de la structure des marchés, planification du développement et ciblage des clientèles visées, analyse de la concurrence et des tendances des marchés, etc.
- **Santé** : Epidémiologie, répartition et évolution des maladies et des décès, distribution des services sociaux sanitaires, plan d'urgence.
- **Protection de l'environnement** : étude des changements globaux, suivi des changements climatiques, biologiques, morphologiques, océaniques etc. (les fondamentales cartographiques initiations aux SIG et à MapInfo V7.8).

VII.2.4. Les avantages et les contraintes des SIG

Les SIG représentent plusieurs avantages qui sont :

- ✓ Capacité et fiabilité de stockage ;
- ✓ Rapidité de restitution des données (gagné de temps) ;
- ✓ Intégration et combinaison de données de sources différentes ;
- ✓ Précision des processus cartographique ;
- ✓ Facilité de mise à jour ;
- ✓ Analyse des relations spatiales (intégration, requête spatiale, combinaison et superposition de cartes ;
- ✓ Production de cartes (bon rapport qualité /prix).

Les contraintes sont :

- ✓ Le manque de personnel spécialisé et compétant ;
- ✓ Cout élevé et problèmes techniques pour l'acquisition des données fiables ;
- ✓ Non standardisation des formats de données ;
- ✓ Nécessite d'une mobilisation contenue des acteurs.

VII.2.5. Principales composantes d'un SIG

Un SIG comporte au moins sept composantes [10] :

- ✓ Une base de données à caractères spatiale et thématique ;
- ✓ Un système de représentation cartographique ;
- ✓ Un système de saisie numérique ;
- ✓ Un système d'analyses spatiales ;
- ✓ Un système de traitement d'images ;
- ✓ Un système d'analyses statistiques.

Ces composants traduisent cinq fonctionnalités générales qui forment toute la capacité abstractions des SIG : cette description des SIG en termes de fonctionnalités est dite [11] :

- **Acquérir** : fonctions de numérisation et d'importations de données (image satellites, digitalisation, scannage, saisie au clavier, importation) ;
- **Archiver** : transfert de données de l'espace de travail (en cour d'utilisation) vers espace ;
- **Analyser** : analyse des données (méthodes quantitatives et statistiques) et analyse spatiale (opérateurs topologiques) ;
- **Afficher** : visualiser l'information géographique (cartes, tables, documents textes...) ;
- **Accéder** : accéder aux informations même à distance.

VII.3. Elaboration d'un SIG

Avant d'entreprendre la mise en place d'un SIG, il est primordial d'évaluer au mieux les besoins des futurs utilisateurs du système et c'est à partir de cette analyse que dépendra la structuration de la base de données. Plusieurs opérateurs sont utilisés pour l'élaboration d'un SIG telle que.

- Arc GIS (Arc Info, ArcView...);
- Auto CAD Map3D ;
- MapInfo.

Pour notre cas on utilise le MapInfo professionnel version 8,0.

VII.3.1. Définition de MapInfo

Le MapInfo est un logiciel qui nous donne les moyens d'accéder et d'analyser des données d'intérêt organisationnel par la cartographie. Avec MapInfo nous serons rapidement en mesure de découvrir des relations, tendances ou modèles qui autrement seraient passés inaperçus [12].

Utiliser des solutions géographiques, c'est se permettre de voir entre les lignes et les colonnes d'un tableur ou d'un rapport qui provient d'une base de données.

VII.3.2. Création d'un SIG pour la zone d'Amoucha

Pour mieux représenter notre travail on utilise plusieurs photos satellites obtenues sur Google Earth avec le même zoom, ces photos doivent contenir les coordonnées des quatre points éloignés de chaque une pour le but de créer une seule carte bien précisée et aussi représenter toute la zone d'étude.

VII.3.2.1. Calage des cartes rasters :

Pour permettre l'affichage correct d'une image importée sur MapInfo, il faut la caler (indiquer ses coordonnées) dans notre cas on prend les coordonnées en « Universel Transverse Mercator (WGS 84) », UTM zone 31 Southern Hémisphère (WGS 84), après choisir le format de fichier Image Raster dans la boîte de dialogue 'ouvrir', le système affiche la boîte de dialogue Calage de l'image permettant d'enregistrer les coordonnées correctes. Une fois l'image calée, le fichier .tab correspondant à cette image est créé.

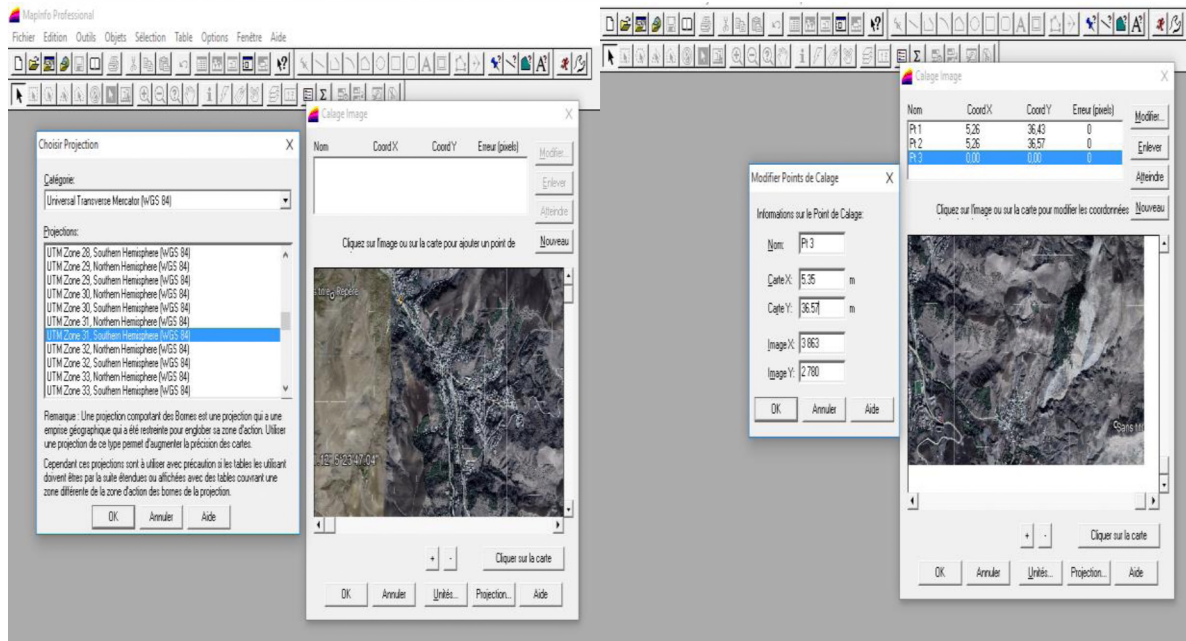


Figure VII. 1. Calage de la carte de la zone d'étude.

VII.3.2.2. Préparation des fonds de carte

Après le calage de toutes les cartes raster on fait ouvrir tous les cartes dans une seule fenêtre on obtient la figure(VII.2) :

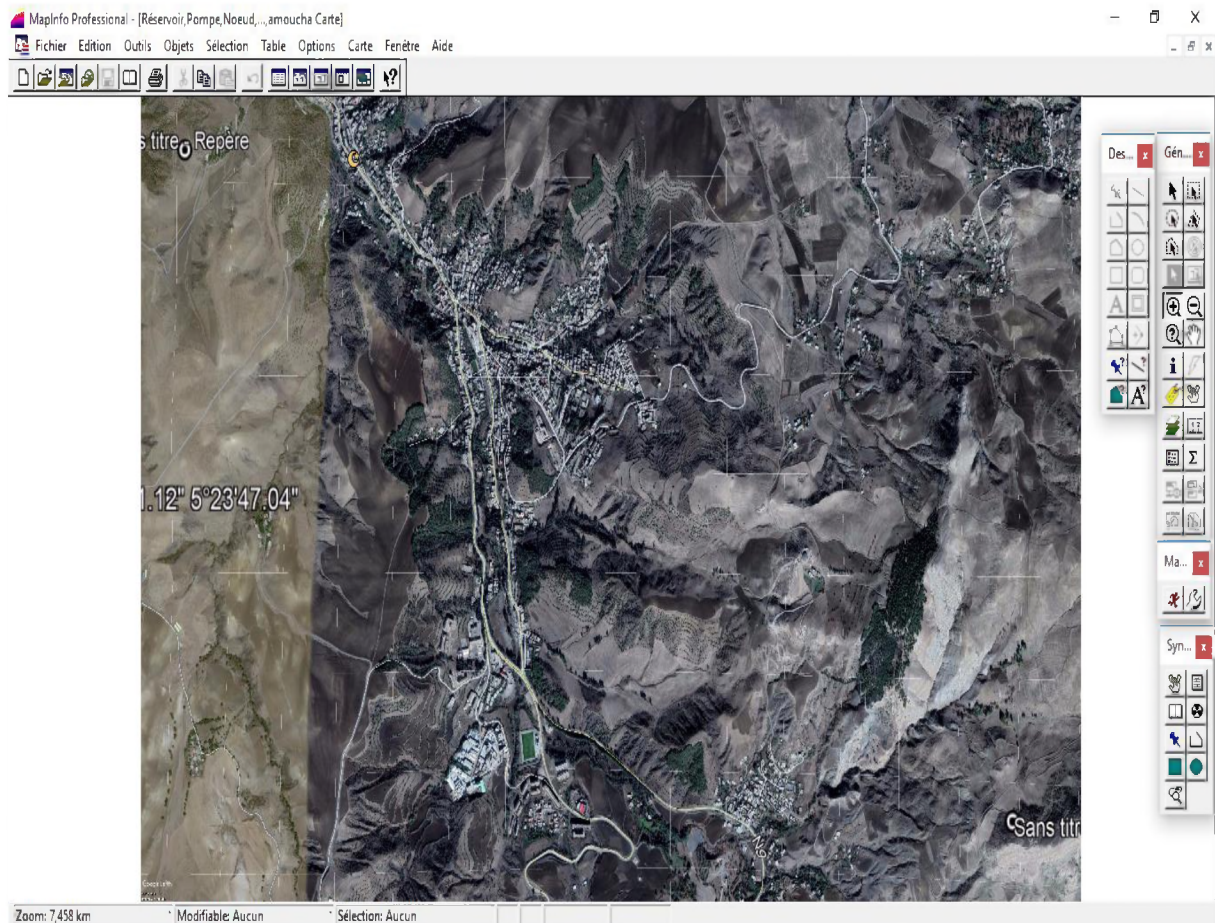


Figure VII. 2. Le fond de la carte après le calage.

VII.3.2.3. Création des tables

Le but essentiel d'un SIG est de réaliser une base d'information fiable et organisée en plusieurs couches superposables en forme de fenêtre carte, c'est pour cela qu'il faut accorder une particulière attention lors de la définition de la structure des tables de la base de données, en fonction des ressources et des données à gérer. Pour ce projet les tables créées sont structurées comme suit :

Tableau VII. 1. Structure des tables pour la carte zone d'étude.

Table nœud	Table conduite	Table réservoir	Table station de pompage
ID _ nœud	ID _ Conduite	ID _ réservoir	ID _ station _ de _ pompage
Altitude _ nœud _ m	Longueur _ m	Localisation	Altitude _ m
Pression _ m	Diamètre _ mm	Cote _ radié _ m	HMT _ m
Longitude	Etat _ de _ la _ conduite	Hauteur _ trop _ plein _ m	Débit _ l/s
Latitude	Type _ matériau	Hauteur _ m	Longitude
	Vitesse _ m/s	Capacité _ m ³	Latitude
	Année _ de pose	Longitude	
	Observation	Latitude	

VII.3.2.4. Vectorisation du réseau de distribution de la zone d'étude via MapInfo :

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spatiales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel. Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (conduites), des objets (réservoir, captage, station de pompage ... etc.).

Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.

Chapitre VII. Système d'information géographique.

The screenshot displays the MapInfo Professional interface. The main window shows a map titled "Réservoir,Pompe,Noeud,...,amoucha Carte" with a network of red nodes and blue lines. Three data tables are open:

Noeud Données

ID_Noeud	Altitude	Demande_de_ba	Longitude	Latitude
1	896,7	2,235	727 656,84	14 028 086,78
3	879,24	1,572	727 604,32	14 028 029,97
5	867,24	0,85	727 568,06	14 027 960,71
6	862,17	1,056	727 551,57	14 027 931,88
7	861,51	0,441	727 478,72	14 027 976,71
8	856,7	1,112	727 527,53	14 027 889,31
9	856,8	0,575	727 452,33	14 027 915,82
12	852,46	1,189	727 495,93	14 027 833,71

conduit Données

ID_Conduite	Longueur_m	Diamètre_m	Vitesse	Type_Matériau
7	48	102,2	0,91	PEHD
9	28	90	0,91	PEHD
11	30	90	0,74	PEHD
12	132	90	0,55	PEHD
13	46	61,4	0,74	PEHD
10	43	26	0,66	PEHD
8	75	32,6	0,69	PEHD
6	56	26	0,83	PEHD
3	63	32,6	0,59	PEHD
2	136	40,8	0,77	PEHD
14	126	40,8	0,72	PEHD
34	400	110,2	10,59	PEHD
1	553	110,2	1,33	PEHD

Réservoir Données

ID_réservoir	Localisation	Cote_Radié	Cote_Trop_plein	Hauteur	Capacité	Longitude	Latitude
R_Tandja	Tandja	927	930	3	200	727 693	14 028 186
R2_projete	Tandja	927	930	3	100	727 684	14 028 187
R_1_250	Nord d'Amo	810	814	4	250	726 107	14 029 525
R_2_250	Nord d'Amo	810	814	4	250	726 083	14 029 524
R_1000	Amoucha	887	892	5	1 000	727 059	14 029 599
R1_projeté	Amoucha	887	893	6	1 600	727 067	14 029 592

Pompe Données

ID_station_de_pompe	Altitude	HMT	Débit	Longitude	Latitude
0	0	0	0	0	0

At the bottom of the interface, the status bar shows: Zoom: 10,93 km, Modifiable: Réservoir, Sélection: Aucun.

Figure VII. 3. Résultats de la vectorisation de la zone d'étude.

Une fois la vectorisation achevée on active l'icône information, et en pointant sur n'importe quel composant du réseau, une fenêtre d'information sera affichée contenant toutes les informations concernant l'objet que nous lui avons attribué précédemment.

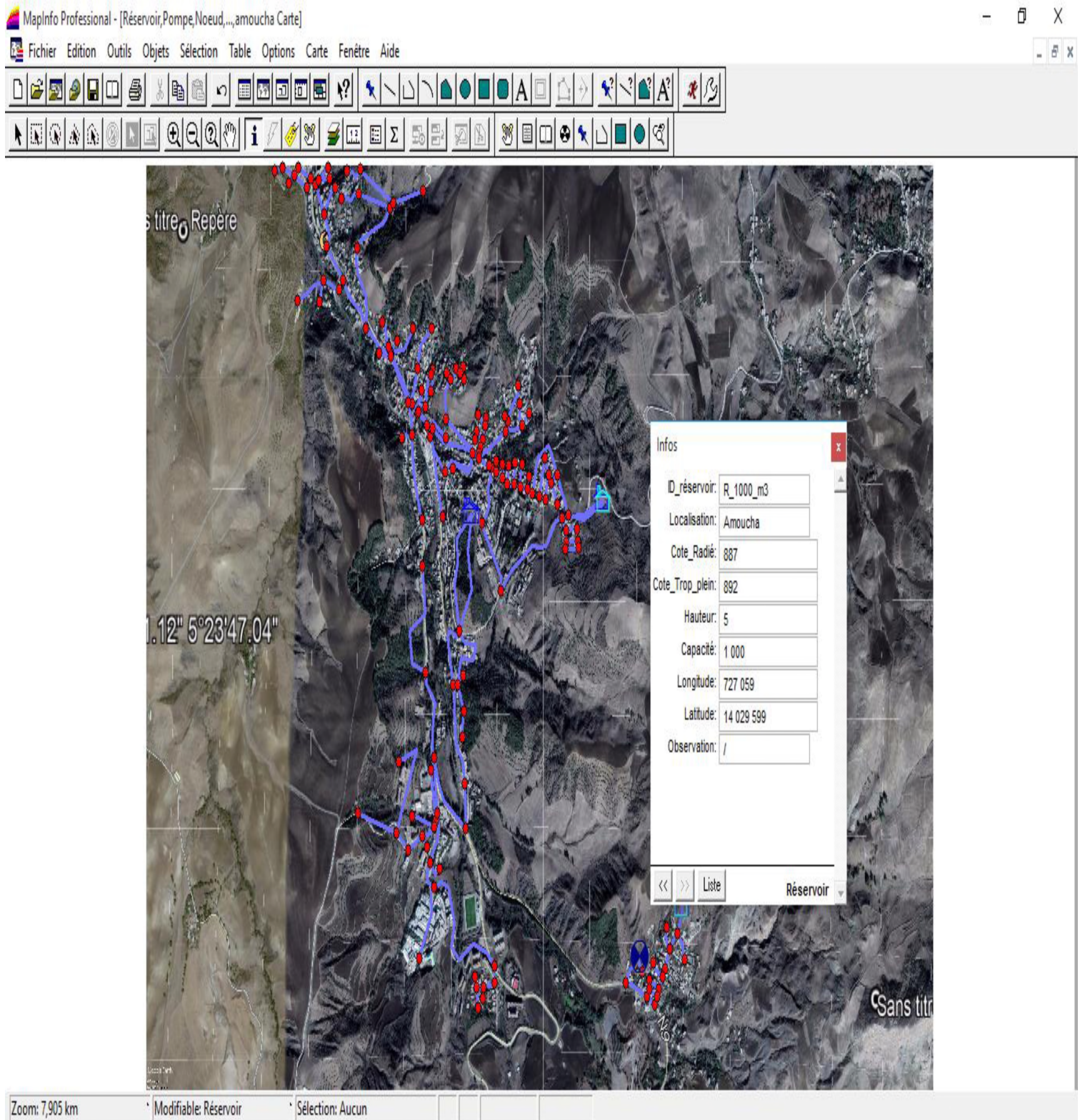


Figure VII. 4. Informations attributaires des composantes de réseau.

VII.3.3. La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs points :

Une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, des réseaux vétuste et par parties mal connus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une

consommation incontrôlée rendant nécessaire la mise en place de moyen modernes et efficaces [13].

L'objectif de la gestion d'un réseau d'AEP est d'assurer les fonctions production, stockage et distribution. et cela pour optimiser la consommation et minimiser les pertes dans le réseau.

VII.3.3.1. La gestion classique des réseaux d'AEP

Les gestions classiques des réseaux présentent beaucoup d'inconvénients car les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets sont difficilement manipulables, cette gestion est aussi très limitée, ils présentent les problèmes suivants [14] :

- ✓ L'archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau en support papier ;
- ✓ La perte de temps pour la recherche d'une information bien déterminée ;
- ✓ La difficulté de la mise à jour ;
- ✓ La facilité de perdre les informations à cause de la mémorisation et l'archive anarchique.

VII.3.3.2. Gestion informatisée des réseaux d'AEP

Pour répondre à toutes les difficultés dans la gestion classique des réseaux d'AEP, une gestion informatisée s'avère indispensable et cela est rendu possible grâce aux progrès de l'informatique elle présente les avantages suivants :

- ✓ Améliorer la connaissance des réseaux étudiés ;
- ✓ Détecter et comprendre les désordres pouvant se produire sur le réseau ;
- ✓ Simuler sur une période au moins une journée le comportement du réseau afin d'optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompes ;
- ✓ Étudier l'impact de nouvelles consommations ou d'éventuels incidents, prévoir et adapter les installations pour faire face à des nouvelles contraintes ou des situations de crise ;
- ✓ Dimensionner les extensions, les renforcements ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins [13].

VII.3.3.3. Gestion des réseaux d'AEP par SIG

Le SIG joue un rôle d'aide à la décision pour les gestionnaires des réseaux d'AEP et cette gestion est liée à la structure du réseau et aux conditions d'exploitation, différentes techniques ont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.

VII.3.4. Requêtes SQL (structural Query Language)

Une sélection désigne un sous-ensemble de données qui ont été regroupées sur la base d'une ou de plusieurs variables. Pour créer des sélections, vous formulez des questions, ou requêtes, sur vos données.

A l'aide du langage de requêtes SQL on peut interroger une base de données, ce langage permet de formuler les requêtes sur une base de données en s'appuyant sur des opérateurs de l'algèbre relationnelle, la simple comprend les clauses Select, From et Where.

- ✓ Select (liste des attributs) : permet d'exprimer la projection sur la liste d'attributs.
- ✓ From (liste des tables) : permet de citer la liste des tables.
- ✓ Where (condition) : regroupe un ensemble de conditions et permet d'exprimer l'objet de la restriction.
- ✓

Chapitre VII. Système d'information géographique.

VII.3.4.1. Exemple de requêtes sur le SIG du réseau de distribution de la zone d'étude :

Nous avons analysé notre réseau selon le critère : diamètre_mm=16, nous avons obtenues les résultats suivants :

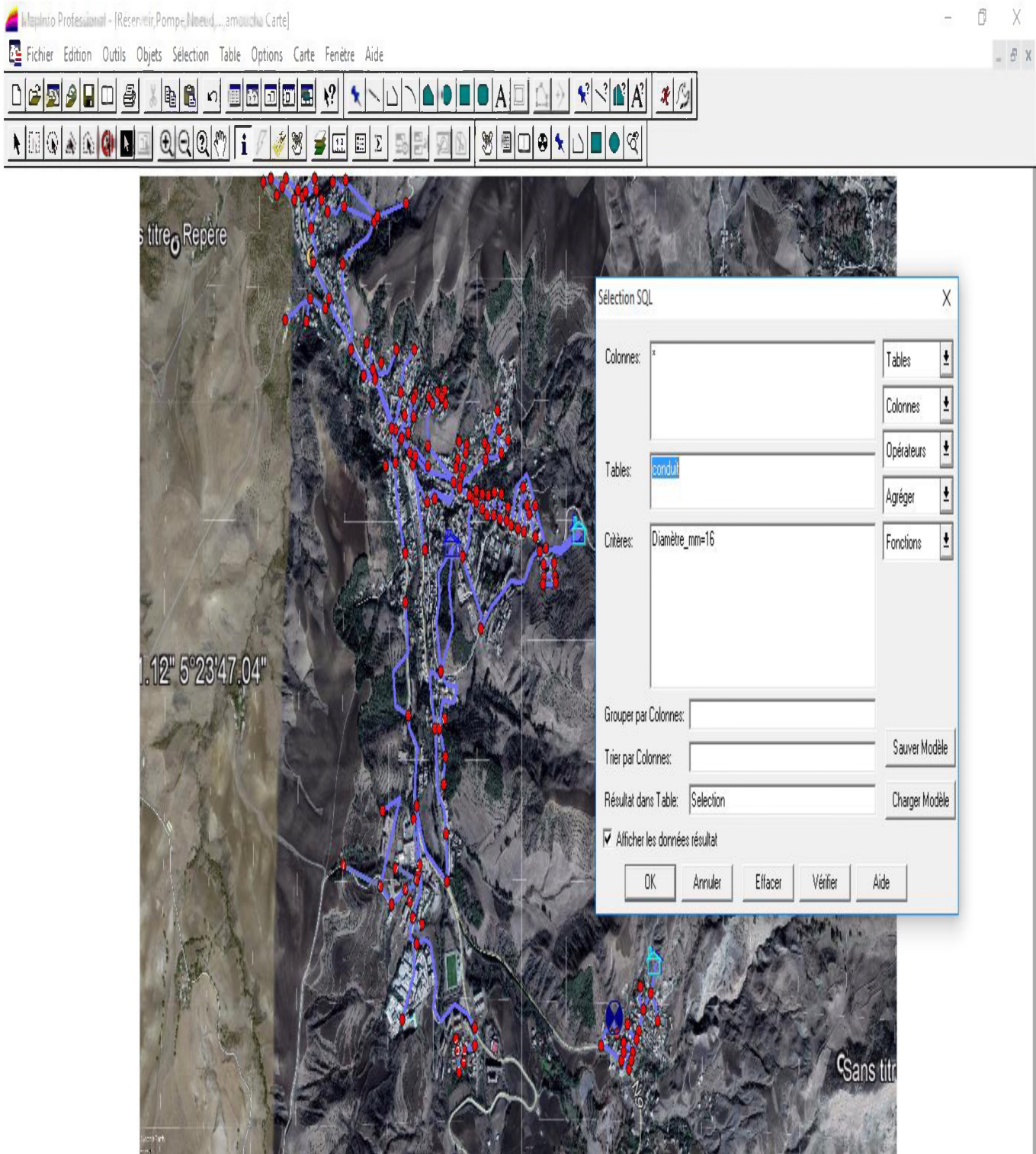


Figure VII. 5. Cétation d'une sélection SQL.

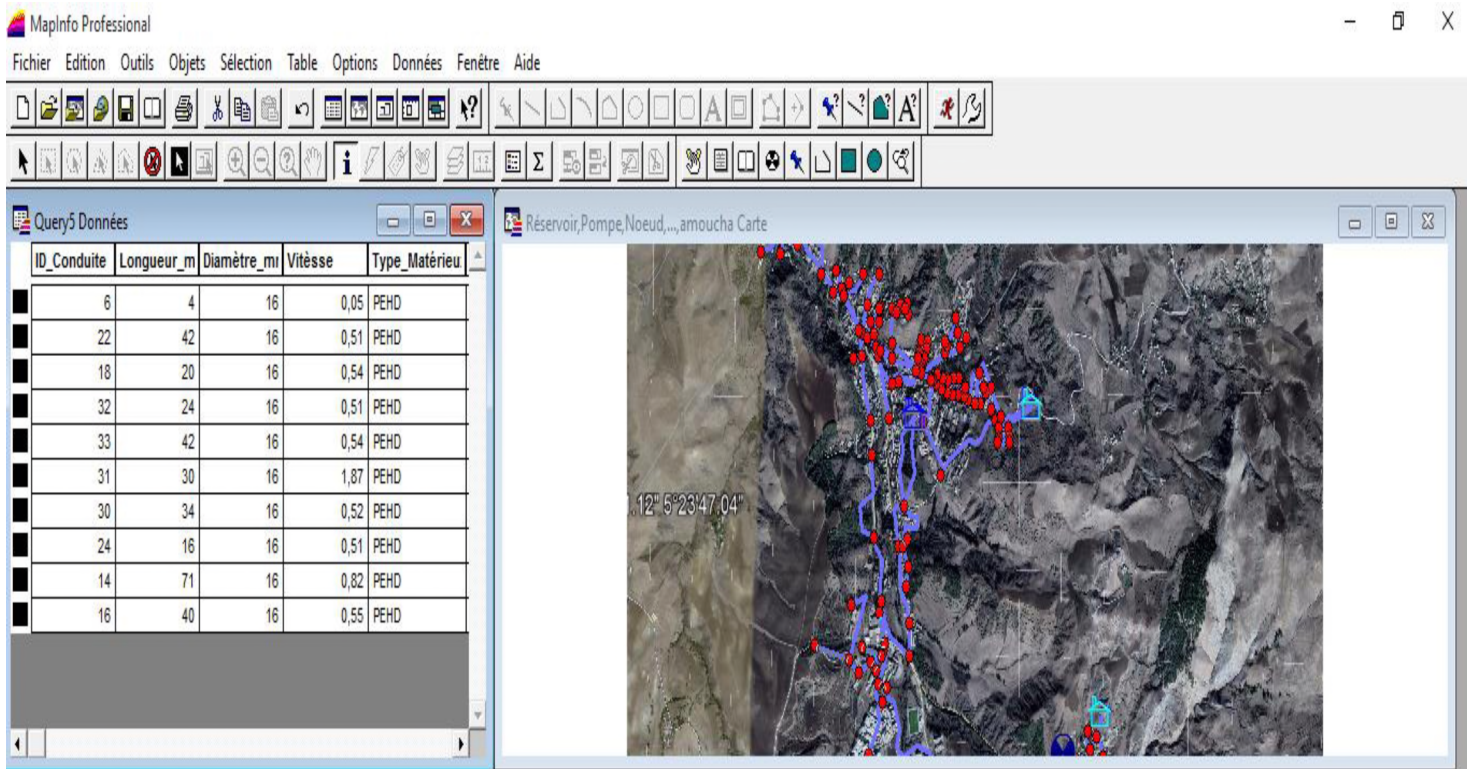


Figure VII. 6. Résultat de la requête : diamètre_mm=16.

VII.3.5. Analyse thématique

Une analyse thématique c'est une fonction pour visualisée déférâmes la carte et donnée une sens a une représentation graphique .pour lancé cette analyse une superposition de couche doit être ouverte en procédant comme suite :

Carte > analyse thématique, après on suit les étapes citée au-dessous :

Etape 1 : Choix d'analyse

- Dans cette étape on va choisir le type d'analyse ;
- Sur la gauche on a un exemple d'analyse.

Etape 2 : Choix de la table et la variable

Etape 3 : Visualisation

- **Classe** : mode de répartition des individué ;
- **Styles** : choix de couleur ;
- **Légende** : choix des attributs de la légende.

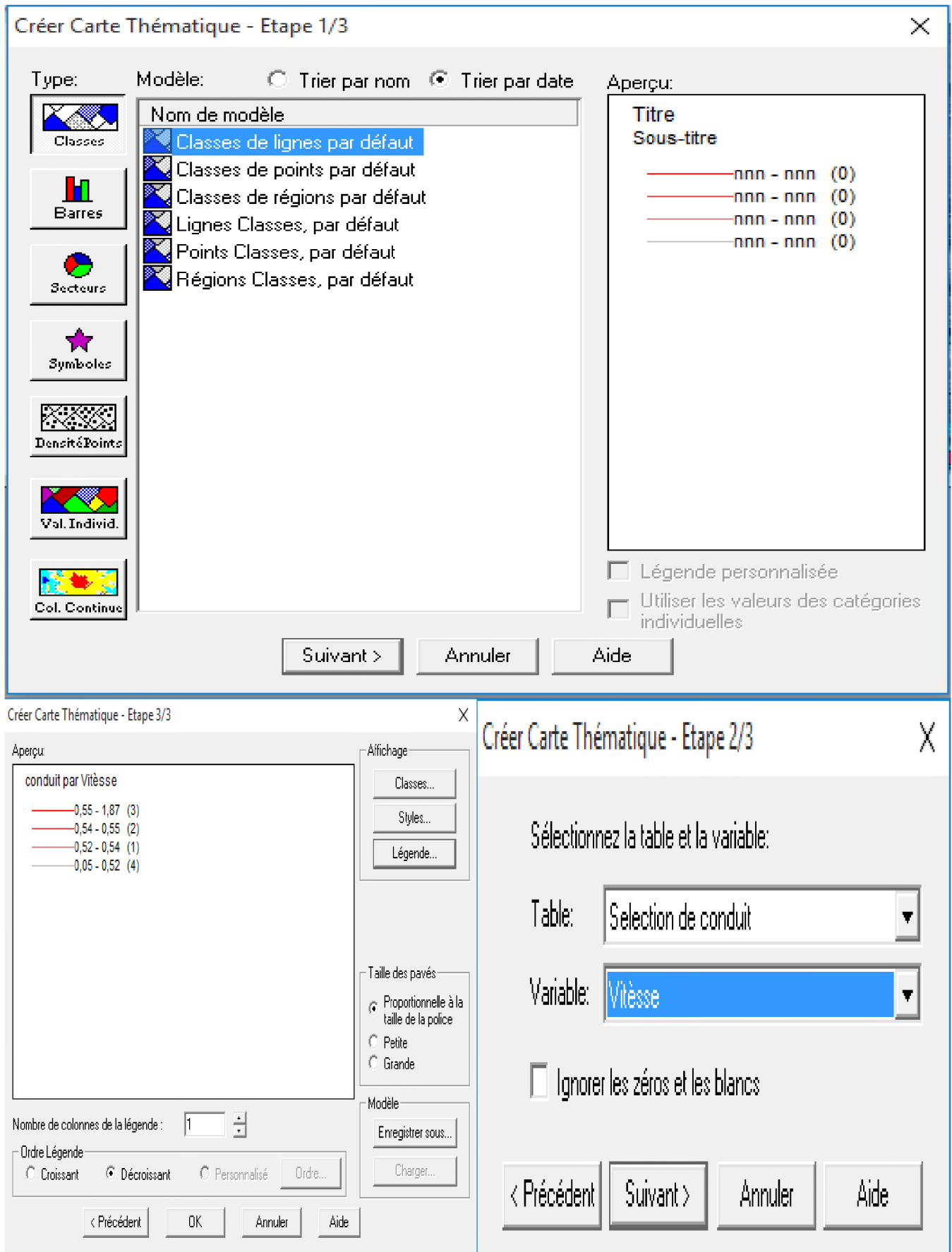


Figure VII. 7. Les étapes d'analyse thématique (la vitesse dans les conduits).

Chapitre VII. Système d'information géographique.

Quand on termine les trois étapes on obtient la figure suivant :

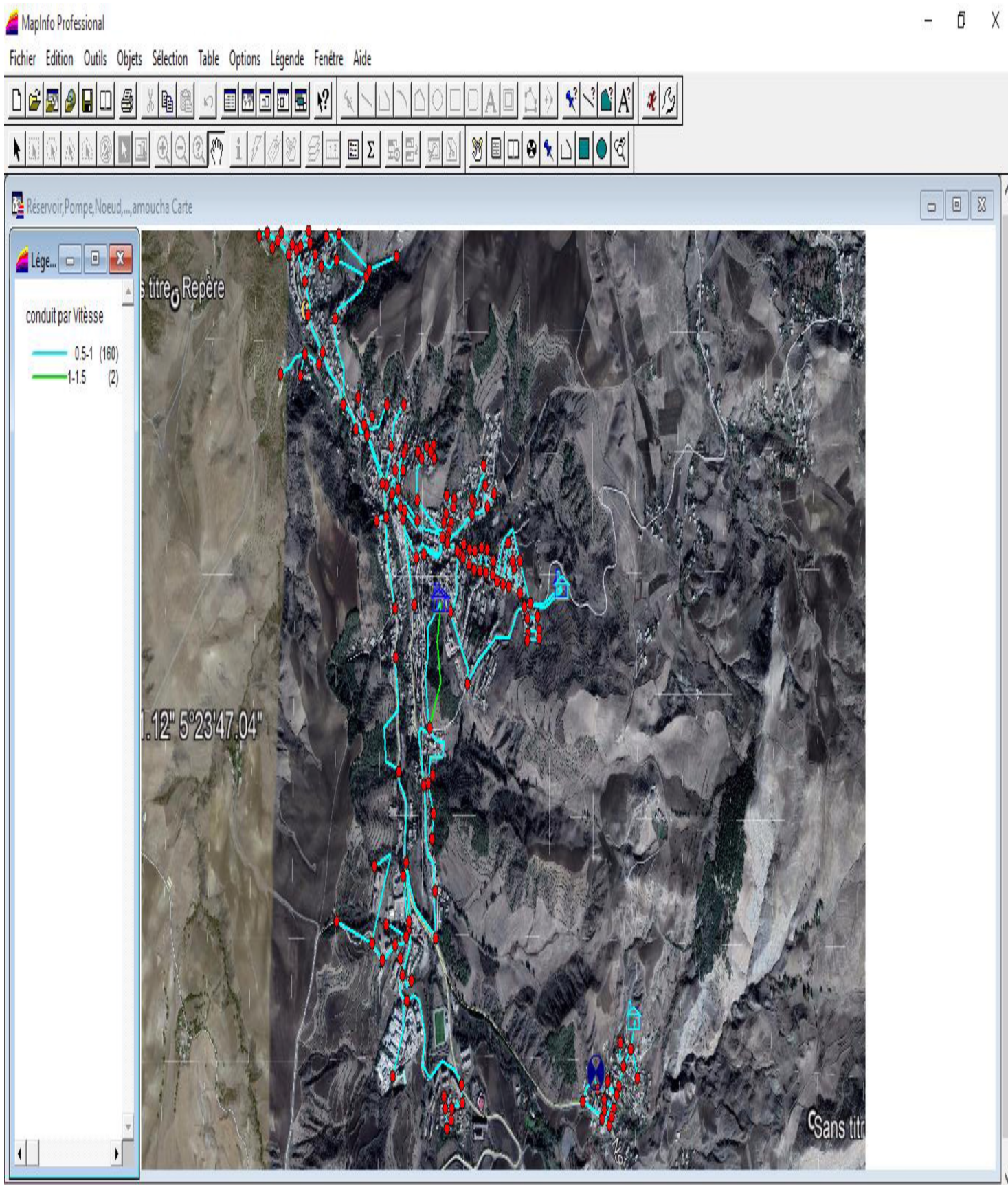


Figure VII. 8. Résultats d'analyse thématique (la vitesse dans les conduites).

VII.3.6. Couplage SIG, logiciel de modélisation

Le couplage SIG, logiciel de modélisation contribue efficacement à la gestion des réseaux d'AEP, ce couplage permet aux SIG d'emprunter les capacités analytique des modèles et de l'autre côté les modèles emprtent les capacités graphiques et de gestions de données du SIG.

Les opérations de la saisi, stockage et de mise à jour des données permettent d'emmagasiner un historique des problèmes d'exploitation utile pour les prévisions d'intervention sur le réseau [14].

VII.4. Conclusion :

Les systèmes d'informations géographiques (SIG) sont devenus des outils de gestion incontournables aux mains des décideurs et autres intervenants dans le domaine du territoire.

La mise en place de ce prototype passe par une phase difficile et très lente (organisation, traitement des données, codification, digitalisation, homogénéisation des données géographiques, saisie des données attributaires...). La phase d'exploitation ouvre par contre des perspectives extraordinaires en matière de traitement, d'analyse et de restitution des données localisées.

Il s'avère que l'élaboration d'un système d'information géographique pour les réseaux, notamment les réseaux d'AEP est non seulement une nouveauté mais aussi une opportunité pour tout éventuelle conception.

A decorative scroll graphic with a brown outline and grey circular accents at the corners, containing the text "Conclusion générale".

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, et de mettre fin à la souffrance en manque d'eau, nous avons fait la réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune d'Amoucha.

Notre étude est réalisée à l'horizon **2048**, où la population attendra les **41911** habitants.

Après avoir estimé les besoins futurs en eau, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de **14695.33 m³/j** soit **170.085 l/s**.

La nature du relief exige l'implantation d'un réservoir au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire, et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompes.

Afin de transférer la quantité d'eau nécessaire vers la zone d'étude, nous avons projeté deux réservoirs de capacité de stockage de **1600 m³** pour la zone II centre d'Amoucha, et **100 m³** pour la zone III (Tandja).

Concernant le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix sur les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le Poly Ethylène Hautes Densité (**PEHD**), pour les avantages qu'il présente, en les comparant aux autres matériaux.

Le choix des pompes est effectué par la détermination du point de fonctionnement où l'énergie est la plus économique. Ce choix a été porté sur une pompe immergée de type radial, et il a été réalisé par le logiciel, **CAPRARI**.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable pour les trois zones avec un linéaire de **23955 m**, et on a opté pour le **PEHD PN10**.

En fin, nous avons élaboré un **système d'information géographique** en utilisant le logiciel **MapInfo** qui a pour but de création d'un banque de données en relation avec le modèle numérique de terrain conjugué avec quelques méthodes de gestion des réseaux.

Avec ce travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'élaboration d'un SIG cas de réseau d'AEP de la ville d'Amoucha wilaya d Sétif, et aussi espérons que ce mémoire puisse servir de support pour la gestion et la conception de nouvelles projections.



Bibliographie

Références bibliographie

Références bibliographie

- [1] : *Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU)*, Commun d'Amoucha wilaya de Sétif.
- [2] : *Rapport de mission d'Amoucha*, Direction du Control Technique et Hydraulique (CTH), wilaya de Sétif.
- [3] : APC D'Amoucha, wilaya de Sétif.
- [4] : DUPONT, A., Hydraulique urbaine, Tome 2 : ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, paris 216, 1979.
- [5] : **Règlement Sanitaire Départemental de la Marne** page 16.
- [6] : FOUGHALIA, I. et KAHLA, M., Etude du réseau d'AEP des villages Ain Beida Heriche, Sedari et Sebikhia Wilaya de Mila, *Mémoire de fin d'études, master*, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 101 pages, juin 2015.
- [7] : BENRADOUANE.N, BEZAID.Y, Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'EL HAROUCH (W.SKIKDA), *mémoire de fin d'étude, master*, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, pages, juin 2015.
- [8] : HUGUES, G., *Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195*.
- [9] : BOUMERIDJA, M., DJEDAOUN, F., Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Maouche, Wilaya de Bejaia, *Mémoire de fin d'études, DEUA*, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 83 pages, 2010.
- [10] : LYAZID, S., Constitution d'une base de données du bassin versant de Kebir El Rhumel via SIG et application du modèle hydrologique HEC-HMS sur ce bassin, *Mémoire de fin d'étude*, Ecole National Polytechnique d'Alger, 2007.
- [11] : HAMMOUN, H. et BOUZIDA, R., pratique des systèmes d'information géographiques (SIG), application sous MapInfo, *Mémoire de fin d'étude*, Alger, 196 pages, 2010.
- [12] : **guide utilisateur MapInfo Professional®**.
- [13] : ISTED., CNIG., and DRAST., la gestion des réseaux, SIG et gestion durable de l'eau, *troisième forum mondiale sur l'eau*, kyoto2003, pp.65-104 ,Février2003.
- [14] : ABDELBAKI, C., Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG-cas du groupement urbain de Tlemcen, *Thèse de Doctorat*, université Abou Baker Belaid, Algérie, 139 page, décembre 2014.



Annexes

Annexe

Annexe.1. Les populations et les habitats des districts de la zone d'étude.

District	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Total
Population	1330	1295	1213	1133	1175	1518	1053	1072	1170	898	1446	13 303
Habitat	208	202	200	180	185	250	199	184	208	150	238	2 204

Annexe.2. Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10 000	10 001 à 50 000	50001 à 100 000	Plus de 100 000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-févr	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-mars	1	1.5	2.5	3.3	1
03-avr	1	1.5	2.6	3.2	1
04-mai	2	2.5	3.5	3.25	3
05-juin	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-juil	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-août	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-sept	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-oct	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-nov	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-déc	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
déc-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total (%)	100	100	100	100	100

Annexe.3. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau de la zone II.

Cas pointe						
Id nœuds	Tronçon	L (m)	Qp (l/s)	Qs (l/s)	Qr (l/s/m)	Qn (l/s)
1	R-1	227	290,02	0,021	4,783	4,572
	janv-23	46	290,02	0,021	0,969	
	01-févr	161	290,02	0,021	3,392	
2	01-févr	161	290,02	0,021	3,392	5,9
	02-sept	350	290,02	0,021	7,375	
	02-mars	49	290,02	0,021	1,032	
3	02-mars	49	290,02	0,021	1,032	1,854
	03-avr	89	290,02	0,021	1,875	
	03-mai	38	290,02	0,021	0,801	
4	03-avr	89	290,02	0,021	1,875	0,938
5	03-mai	38	290,02	0,021	0,801	2,223
	05-juin	94	290,02	0,021	1,981	
	05-juil	79	290,02	0,021	1,665	
6	05-juin	94	290,02	0,021	1,981	0,99
7	05-juil	79	290,02	0,021	1,665	1,665
	07-août	79	290,02	0,021	1,665	
8	07-août	79	290,02	0,021	1,665	0,832
9	02-sept	350	290,02	0,021	7,375	4,098
	09-oct	39	290,02	0,021	0,822	
10	09-oct	39	290,02	0,021	0,822	1,559
	10-nov	63	290,02	0,021	1,327	
	10-déc	46	290,02	0,021	0,969	
11	10-nov	63	290,02	0,021	1,327	0,664
12	10-déc	46	290,02	0,021	0,969	1,981
	déc-13	96	290,02	0,021	2,023	
	déc-14	46	290,02	0,021	0,969	
13	déc-13	96	290,02	0,021	2,023	1,011
14	déc-14	46	290,02	0,021	0,969	2,097
	14-15	107	290,02	0,021	2,255	
	14-16	46	290,02	0,021	0,969	
15	15-15	107	290,02	0,021	2,255	1,127
16	14-16	46	290,02	0,021	0,969	1,601
	16-17	54	290,02	0,021	1,138	
	16-18	52	290,02	0,021	1,096	
17	16-17	54	290,02	0,021	1,138	0,569

Annexe

18	16-18	52	290,02	0,021	1,096	1,591
	18-19	55	290,02	0,021	1,159	
	18-20	44	290,02	0,021	0,927	
19	18-19	55	290,02	0,021	1,159	0,579
20	18-20	44	290,02	0,021	0,927	1,464
	20-21	56	290,02	0,021	1,18	
	20-22	39	290,02	0,021	0,822	
21	20-21	56	290,02	0,021	1,18	0,59
22	20-22	39	290,02	0,021	0,822	0,411
23	janv-23	46	290,02	0,021	0,969	6,005
	23-24	11	290,02	0,021	0,232	
	23-49	513	290,02	0,021	10,809	
24	23-24	11	290,02	0,021	0,232	1,538
	24-25	82	290,02	0,021	1,728	
	24-26	53	290,02	0,021	1,117	
25	24-25	82	290,02	0,021	1,728	0,864
26	24-26	53	290,02	0,021	1,117	1,759
	26-27	73	290,02	0,021	1,538	
	26-28	41	290,02	0,021	0,864	
27	26-27	73	290,02	0,021	1,538	0,769
28	26-28	41	290,02	0,021	0,864	1,275
	28-29	80	290,02	0,021	1,686	
29	28-29	80	290,02	0,021	1,686	0,843
49	23-49	513	290,02	0,021	10,809	8,302
	49-50	275	290,02	0,021	5,795	
50	49-50	275	290,02	0,021	5,795	5,289
	50-32	227	290,02	0,021	4,783	
32	50-32	227	290,02	0,021	4,783	2,95
	32-33	53	290,02	0,021	1,117	
33	32-33	199	290,02	0,021	4,193	3,245
	33-34	53	290,02	0,021	1,117	
	33-41	56	290,02	0,021	1,18	
34	33-34	199	290,02	0,021	4,193	4,088
	34-38	109	290,02	0,021	2,297	
	34-35	80	290,02	0,021	1,686	
35	34-35	80	290,02	0,021	1,686	2,297
	35-36	24	290,02	0,021	0,506	
	35-37	114	290,02	0,021	2,402	
36	35-36	24	290,02	0,021	0,506	0,253
37	35-37	114	290,02	0,021	2,402	1,201
38	34-38	109	290,02	0,021	2,297	3,445

Annexe

	38-39	55	290,02	0,021	1,159	
	38-40	163	290,02	0,021	3,435	
39	38-39	55	290,02	0,021	1,159	0,579
40	38-40	163	290,02	0,021	3,435	1,717
41	33-41	56	290,02	0,021	1,18	8,639
	41-42	187	290,02	0,021	3,94	
	41-103	261	290,02	0,021	5,5	
	41-80	316	290,02	0,021	6,658	
42	41-42	187	290,02	0,021	3,94	4,204
	42-43	212	290,02	0,021	4,467	
43	42-43	212	290,02	0,021	4,467	3,445
	43-45	52	290,02	0,021	1,096	
	43-44	63	290,02	0,021	1,327	
44	43-44	63	290,02	0,021	1,327	0,99
	44-46	31	290,02	0,021	0,653	
45	43-45	52	290,02	0,021	1,096	0,548
46	44-46	31	290,02	0,021	0,653	1,138
	46-47	27	290,02	0,021	0,569	
	46-48	50	290,02	0,021	1,054	
47	46-47	50	290,02	0,021	1,054	0,527
48	46-48	27	290,02	0,021	0,569	0,284
80	41-80	316	290,02	0,021	6,658	4,91
	80-113	26	290,02	0,021	0,548	
	80-51	124	290,02	0,021	2,613	
51	80-51	124	290,02	0,021	2,613	2,95
	51-52	97	290,02	0,021	2,044	
	51-56	59	290,02	0,021	1,243	
52	51-52	97	290,02	0,021	2,044	2,139
	52-53	106	290,02	0,021	2,234	
53	52-53	106	290,02	0,021	2,234	2,729
	53-54	35	290,02	0,021	0,737	
	53-55	118	290,02	0,021	2,486	
54	53-54	35	290,02	0,021	0,737	0,369
55	53-55	118	290,02	0,021	2,486	1,243
56	51-56	59	290,02	0,021	1,243	4,52
	56-57	170	290,02	0,021	3,582	
	56-59	200	290,02	0,021	4,214	
57	56-57	170	290,02	0,021	3,582	3,161
	57-58	130	290,02	0,021	2,739	
58	57-58	130	290,02	0,021	2,739	1,37
59	56-59	200	290,02	0,021	4,214	4,267

Annexe

	59-60	169	290,02	0,021	3,561	
	59-61	36	290,02	0,021	0,759	
60	59-60	169	290,02	0,021	3,561	1,78
61	59-61	36	290,02	0,021	0,759	3,182
	61-62	37	290,02	0,021	0,78	
	61-65	229	290,02	0,021	4,825	
62	61-62	37	290,02	0,021	0,78	1,907
	62-63	77	290,02	0,021	1,622	
	62-64	67	290,02	0,021	1,412	
63	62-63	77	290,02	0,021	1,622	0,811
64	62-64	67	290,02	0,021	1,412	0,706
65	61-65	229	290,02	0,021	4,825	7,006
	65-66	243	290,02	0,021	5,12	
	65-75	193	290,02	0,021	4,067	
66	65-66	243	290,02	0,021	5,12	6,3
	66-67	355	290,02	0,021	7,48	
67	66-67	355	290,02	0,021	7,48	7,111
	67-68	60	290,02	0,021	1,264	
	67-70	260	290,02	0,021	5,478	
68	67-68	60	290,02	0,021	1,264	5,226
	68-69	166	290,02	0,021	3,498	
	68-72	270	290,02	0,021	5,689	
69	68-69	166	290,02	0,021	3,498	1,749
70	67-70	260	290,02	0,021	5,478	5,162
	70-71	230	290,02	0,021	4,846	
71	70-71	230	290,02	0,021	4,846	2,423
72	68-72	270	290,02	0,021	5,689	3,877
	72-73	98	290,02	0,021	2,065	
73	72-73	98	290,02	0,021	2,065	1,759
	73-74	69	290,02	0,021	1,454	
74	73-74	69	290,02	0,021	1,454	0,727
75	65-75	193	290,02	0,021	4,067	4,899
	75-81	196	290,02	0,021	4,13	
	75-76	76	290,02	0,021	1,601	
76	75-76	76	290,02	0,021	1,601	1,981
	76-77	112	290,02	0,021	2,36	
77	76-77	112	290,02	0,021	2,36	4,014
	77-78	62	290,02	0,021	1,306	
	77-79	207	290,02	0,021	4,362	
78	77-78	62	290,02	0,021	1,306	0,653
79	77-79	207	290,02	0,021	4,362	2,181

Annexe

81	75-81	196	290,02	0,021	4,13	3,677
	81-82	153	290,02	0,021	3,224	
82	81-82	153	290,02	0,021	3,224	3,687
	82-83	102	290,02	0,021	2,149	
	82-84	95	290,02	0,021	2,002	
83	82-83	102	290,02	0,021	2,149	1,075
84	82-84	95	290,02	0,021	2,002	1,78
	84-85	26	290,02	0,021	0,548	
	84-88	48	290,02	0,021	1,011	
85	84-85	26	290,02	0,021	0,548	2,887
	85-86	167	290,02	0,021	3,519	
	85-87	81	290,02	0,021	1,707	
86	85-86	167	290,02	0,021	3,519	1,759
87	85-87	81	290,02	0,021	1,707	0,853
88	84-88	48	290,02	0,021	1,011	3,224
	88-89	150	290,02	0,021	3,161	
	88-92	108	290,02	0,021	2,276	
89	88-89	150	290,02	0,021	3,161	3,076
	89-90	24	290,02	0,021	0,506	
	89-91	118	290,02	0,021	2,486	
90	89-90	24	290,02	0,021	0,506	0,253
91	89-91	118	290,02	0,021	2,486	1,243
92	88-92	108	290,02	0,021	2,276	3,466
	92-93	54	290,02	0,021	1,138	
	92-97	5	290,02	0,021	0,105	
	92-96	162	290,02	0,021	3,413	
93	92-93	54	290,02	0,021	1,138	2,824
	93-95	85	290,02	0,021	1,791	
	93-94	129	290,02	0,021	2,718	
94	93-94	129	290,02	0,021	2,718	1,359
95	93-95	85	290,02	0,021	1,791	0,896
96	92-96	162	290,02	0,021	3,413	1,707
97	92-97	5	290,02	0,021	0,105	2,497
	97-102	105	290,02	0,021	2,212	
	97-101	40	290,02	0,021	0,843	
	97-98	87	290,02	0,021	1,833	
98	97-98	87	290,02	0,021	1,833	1,654
	98-99	70	290,02	0,021	1,475	
99	98-99	70	290,02	0,021	1,475	0,737
101	97-101	40	290,02	0,021	0,843	0,421
102	97-102	105	290,02	0,021	2,212	1,106

Annexe

103	41-103	261	290,02	0,021	5,5	2,75
104	104-105	37	290,02	0,021	0,78	3,719
	104-112	316	290,02	0,021	6,658	
105	104-105	37	290,02	0,021	0,78	1,233
	105-106	52	290,02	0,021	1,096	
	105-107	28	290,02	0,021	0,59	
106	105-106	52	290,02	0,021	1,096	0,548
107	105-107	28	290,02	0,021	0,59	1,138
	107-109	28	290,02	0,021	0,59	
	107-108	52	290,02	0,021	1,096	
108	107-108	52	290,02	0,021	1,096	0,548
109	107-109	28	290,02	0,021	0,59	1,349
	109-111	36	290,02	0,021	0,759	
	109-110	64	290,02	0,021	1,349	
110	109-110	64	290,02	0,021	1,349	0,674
111	109-111	36	290,02	0,021	0,759	0,379
112	104-112	316	290,02	0,021	6,658	4,846
	112-113	144	290,02	0,021	3,034	
113	112-113	144	290,02	0,021	3,034	7,006
	113-80	26	290,02	0,021	0,548	
	113-114	175	290,02	0,021	3,687	
	113-125	266	290,02	0,021	5,605	
	113-115	54	290,02	0,021	1,138	
114	113-114	175	290,02	0,021	3,687	1,844
115	113-115	54	290,02	0,021	1,138	1,412
	115-116	80	290,02	0,021	1,686	
116	115-116	80	290,02	0,021	1,686	3,097
	116-117	148	290,02	0,021	3,118	
	116-118	66	290,02	0,021	1,391	
117	116-117	148	290,02	0,021	3,118	1,559
118	116-118	66	290,02	0,021	1,391	2,023
	118-119	20	290,02	0,021	0,421	
	118-122	106	290,02	0,021	2,234	
119	118-119	20	290,02	0,021	0,421	2,234
	119-120	192	290,02	0,021	4,046	
120	119-120	192	290,02	0,021	4,046	3,15
	120-121	107	290,02	0,021	2,255	
121	120-121	107	290,02	0,021	2,255	1,127
122	118-122	106	290,02	0,021	2,234	4,751
	122-123	74	290,02	0,021	1,559	
	122-124	271	290,02	0,021	5,71	

Annexe

123	122-123	74	290,02	0,021	1,559	0,78
124	122-124	271	290,02	0,021	5,71	2,855
125	113-125	266	290,02	0,021	5,605	2,802

Annexe.4. Les donnes du réseau après la simulation.

Nœuds				Conduit					
ID_Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Pression (m)	ID_Conduit	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Statuts
1	850	4,57	37,67	1	161	220,4	33,74	0,88	Open
2	847	5,9	40,21	2	49	96,8	8,5	1,16	Open
3	846	1,85	40,58	3	89	44	0,94	0,62	Open
4	844,65	0,94	40,96	4	38	96,8	5,71	0,78	Open
5	845,29	2,22	41,05	5	94	44	0,99	0,65	Open
6	845	0,99	40,22	6	79	63	2,5	0,8	Open
7	848,54	1,66	36,93	7	79	44	0,83	0,55	Open
8	846,48	0,83	38,29	8	350	160	19,34	0,96	Open
9	839,5	4,1	45,96	9	39	141	15,24	0,98	Open
10	845,87	1,56	39,36	10	63	40	0,66	0,53	Open
11	847,28	0,66	37,36	11	46	141	13,02	0,83	Open
12	848,29	1,98	36,73	12	96	44	1,01	0,66	Open
13	843,19	1,01	40,64	13	46	141	10,03	0,64	Open
14	848,97	2,1	35,93	14	107	44	1,13	0,74	Open
15	850,25	1,13	33,03	15	46	110,2	6,8	0,71	Open
16	846,52	1,6	38,17	16	54	36	0,57	0,56	Open
17	847,29	0,57	36,76	17	52	96,8	4,64	0,63	Open
18	846,57	1,59	37,9	18	55	36	0,58	0,57	Open
19	849,29	0,58	34,51	19	44	63	2,47	0,79	Open
20	849,25	1,46	34,74	20	56	28	0,59	0,96	Open
21	850,25	0,59	31,39	21	39	28	0,41	0,67	Open
22	849,23	0,41	33,9	22	46	440,6	249,31	1,64	Open
23	851,298	6,01	36,19	23	11	75	7,05	1,6	Open
24	851,87	1,54	35,27	24	82	36	0,86	0,85	Open
25	852,67	0,86	32,45	25	53	75	4,65	1,05	Open
26	853,67	1,76	32,69	26	73	44	0,77	0,51	Open
27	854,28	0,77	31,52	27	41	63	2,12	0,68	Open
28	856,23	1,27	29,79	28	80	44	0,84	0,55	Open
29	854	0,84	31,3	29	513	440,6	236,26	1,55	Open
32	854,28	2,95	29,63	31	53	440,6	219,72	1,44	Open
33	851,98	3,24	31,76	32	199	141	13,58	0,87	Open
34	854,287	4,09	28,49	33	109	90	5,74	0,9	Open

Annexe

35	849,98	2,3	32,47	34	55	28	0,58	0,94	Open
36	850,28	0,25	31,27	35	163	55,4	1,72	0,71	Open
37	848,26	1,2	32,26	36	80	90	3,75	0,59	Open
38	850,97	3,45	30,84	37	24	21	0,25	0,73	Open
39	850	0,58	29,57	38	114	44	1,2	0,79	Open
40	842	1,72	38,08	39	56	440,6	202,89	1,33	Open
41	845	8,64	38,58	40	187	141	11,14	0,71	Open
42	844,5	4,2	38,45	41	212	110,2	6,93	0,73	Open
43	845	3,45	36,96	42	52	28	0,55	0,89	Open
44	844	0,99	37,2	43	63	66	2,94	0,86	Open
45	846	0,55	34,04	44	31	55,4	1,95	0,81	Open
46	843	1,14	37,79	45	50	28	0,53	0,86	Open
47	847	0,53	32,08	46	27	21	0,28	0,82	Open
48	846	0,28	33,56	47	316	440,6	180,37	1,18	Open
49	856,29	8,3	29,31	48	124	440,6	126,38	0,83	Open
50	850	5,29	34,66	49	97	96,8	6,48	0,88	Open
51	842	2,95	40,76	50	106	79,2	4,34	0,88	Open
52	844	2,14	38	51	118	44	1,24	0,82	Open
53	848	2,73	32,94	52	35	28	0,37	0,6	Open
54	845	0,37	35,31	53	59	440,6	116,95	0,77	Open
55	845,28	1,24	33,54	54	170	79,2	4,53	0,92	Open
56	838	4,52	44,7	55	130	55,4	1,37	0,57	Open
57	842	3,16	38,87	57	169	55,4	1,78	0,74	Open
58	846	1,37	33,95	58	36	352,2	101,85	1,05	Open
59	834,98	4,27	45,83	59	37	79,2	3,42	0,7	Open
60	832,48	1,78	46,42	60	77	36	0,81	0,8	Open
61	824	3,18	56,72	61	67	36	0,71	0,69	Open
62	826,54	1,91	53,94	62	229	352,6	95,25	0,98	Open
63	822,58	0,81	56,21	63	243	220,4	34,33	0,9	Open
64	840,25	0,71	39,08	64	355	220,4	28,03	0,73	Open
65	832,55	7,01	47,71	65	60	110,2	13,34	1,4	Open
66	820,54	6,3	58,99	66	166	55,4	1,75	0,73	Open
67	819,25	7,11	59,55	67	260	110,2	7,59	0,8	Open
68	824,65	5,23	53,22	68	230	66	2,42	0,71	Open
69	826,33	1,75	49,73	69	270	96,8	6,36	0,86	Open
70	819,62	5,16	57,74	70	98	66	2,49	0,73	Open
71	826,5	2,42	48,92	71	69	36	0,73	0,71	Open
72	816,52	3,88	59,31	72	193	277,2	53,91	0,89	Open
73	820,45	1,76	54,52	73	76	110,2	8,83	0,93	Open
74	820,22	0,73	53,49	74	112	96,8	6,85	0,93	Open
75	834,15	4,9	45,68	75	62	36	0,65	0,64	Open

Annexe

76	832,54	1,98	46,73	76	207	66	2,18	0,64	Open
77	834,68	4,01	43,63	78	153	220,4	36,5	0,96	Open
78	833,42	0,65	43,96	79	102	44	1,08	0,71	Open
79	833,98	2,18	42,88	80	95	220,4	31,74	0,83	Open
80	835	4,91	47,9	81	26	79,2	5,5	1,12	Open
81	820	3,68	57,43	82	167	55,4	1,76	0,73	Open
82	817,37	3,69	59,55	83	81	36	0,85	0,84	Open
83	817,25	1,08	58,25	84	48	176,2	24,46	1	Open
84	816,79	1,78	59,88	85	150	79,2	4,57	0,93	Open
85	818,64	2,89	57,64	86	24	21	0,25	0,73	Open
86	821,25	1,76	53,18	87	118	55,4	1,24	0,52	Open
87	823,52	0,85	50,8	88	108	176,2	16,67	0,68	Open
88	819,26	3,22	57,18	89	54	96,8	5,08	0,69	Open
89	815,28	3,08	59,52	90	129	55,4	1,36	0,56	Open
90	817,32	0,25	56,59	91	85	44	0,9	0,59	Open
91	814,94	1,24	59,16	92	162	55,4	1,71	0,71	Open
92	819,32	3,47	56,87	93	5	96,8	6,41	0,87	Open
93	820,54	2,82	55,37	94	87	63	2,39	0,77	Open
94	823,54	1,36	51,48	95	70	36	0,74	0,72	Open
95	822,12	0,9	52,94	96	40	28	0,42	0,68	Open
96	821,28	1,71	53,21	97	105	46,4	1,11	0,65	Open
97	819,45	2,5	56,7	98	261	66	2,75	0,8	Open
98	816,41	1,65	58,84	100	37	79,2	5,87	1,19	Open
99	814,25	0,74	59,7	101	52	36	0,55	0,54	Open
101	815,97	0,42	59,26	102	28	75	4,09	0,93	Open
102	818,12	1,11	56,84	103	52	28	0,55	0,89	Open
103	843	2,75	37,82	104	28	66	2,4	0,7	Open
104	840	3,72	41,26	105	64	36	0,67	0,66	Open
105	844	1,23	36,62	106	36	28	0,38	0,62	Open
106	843	0,55	37,05	107	316	141	9,59	0,61	Open
107	844,5	1,14	35,8	108	26	277,6	49,07	0,81	Open
108	842	0,55	36,38	109	175	55,4	1,84	0,76	Open
109	846	1,35	34,06	110	54	176,2	22,99	0,94	Open
110	843	0,67	36,05	111	80	176,2	21,58	0,88	Open
111	844	0,38	35,37	112	148	55,4	1,56	0,65	Open
112	838	4,85	44,07	113	66	176,2	16,92	0,69	Open
113	844	7,01	38,85	114	20	90	6,51	1,02	Open
114	839	1,84	41,75	115	192	79,2	4,28	0,87	Open
115	843	1,41	39,61	116	107	44	1,13	0,74	Open
116	838	3,1	44,3	117	106	110,2	8,39	0,88	Open
117	849	1,56	31,98	118	74	36	0,78	0,77	Open

Annexe

118	848	2,02	34,14	119	271	66	2,86	0,83	Open
119	845,8	2,23	36,11	120	266	66	2,8	0,82	Open
120	831,87	3,15	48,18	121	144	141	14,43	0,92	Open
121	828	1,13	50,43	122	227	440,6	142,55	0,93	Open
122	832	4,75	49,43	123	275	440,6	227,96	1,5	Open
123	835	0,78	44,91	124	227	440,6	222,67	1,46	Open
124	838	2,86	40,37	30	120	277,2	40,18	0,67	Open
125	838	2,8	41,94	56	192	440,6	107,9	0,71	Open
Tank 30	887	-142,55	1	77	220	440,6	145,08	0,95	Open
Tank 31	887	-145,08	1						

Annexe.5. Résultats du calcul des différents tronçons du réseau de la zone III.

Cas pointe						
Id nœuds	Tronçon	L (m)	Qp (l/s)	Qs (l/s)	Qr (l/s/m)	Qn (l/s)
1	R-1	96	15,13	0,0141	1,356	2,235
	01-févr	136	15,13	0,0141	1,921	
	01-mars	78	15,13	0,0141	1,102	
2	01-févr	136	15,13	0,0141	1,921	1,006
3	01-mars	78	15,13	0,0141	1,102	1,572
	03-avr	63	15,13	0,0141	0,89	
	03-mai	75	15,13	0,0141	1,06	
4	03-avr	63	15,13	0,0141	0,89	0,49
5	03-mai	75	15,13	0,0141	1,06	0,85
	05-juin	39	15,13	0,0141	0,551	
6	05-juin	39	15,13	0,0141	0,551	1,056
	06-juil	56	15,13	0,0141	0,791	
	06-août	48	15,13	0,0141	0,678	
7	06-juil	56	15,13	0,0141	0,791	0,441
8	06-août	48	15,13	0,0141	0,678	1,112
	08-sept	75	15,13	0,0141	1,06	
	08-oct	28	15,13	0,0141	0,396	
9	08-sept	75	15,13	0,0141	1,06	0,575
10	08-oct	28	15,13	0,0141	0,396	0,758
	10-nov	43	15,13	0,0141	0,607	
	10-déc	30	15,13	0,0141	0,424	
11	10-nov	43	15,13	0,0141	0,607	0,349
12	10-déc	30	15,13	0,0141	0,424	1,189
	déc-13	132	15,13	0,0141	1,865	

Annexe

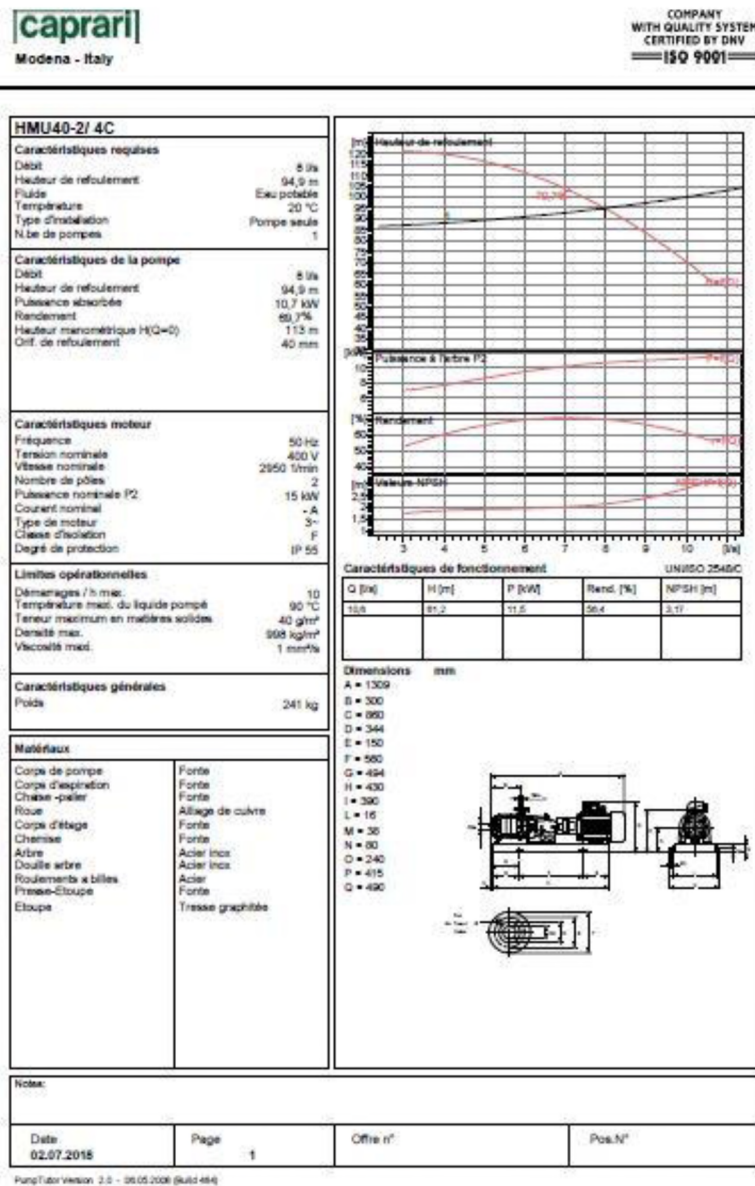
13	déc-13	132	15,13	0,0141	1,865	1,302
14	13-14	46	15,13	0,0141	0,65	
	13-14	46	15,13	0,0141	0,65	1,26
15	14-15	126	15,13	0,0141	1,78	
	14-15	126	15,13	0,0141	1,78	0,935

Annexe.6. Les donnes du réseau après la simulation.

<i>Nœuds</i>				<i>Conduit</i>					
<i>ID_ Nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande de base (l/s)</i>	<i>Pression (m)</i>	<i>ID_ Conduit</i>	<i>Longueur (m)</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Débit (l/s)</i>	<i>Vitesse (m/s)</i>	<i>Statuts</i>
1	896.7	2.23	30.57	1	78	130.8	11.89	0.88	Open
2	877.3	1.01	47.56	2	136	40.8	1.01	0.77	Open
3	879.24	1.57	47.60	3	63	32.6	0.49	0.59	Open
4	885	0.49	40.93	4	75	130.6	9.83	0.73	Open
5	867.24	0.85	59.31	5	39	130.6	8.98	0.67	Open
6	862.17	1.06	64.25	6	56	26	0.44	0.83	Open
7	861.51	0.44	62.91	7	48	102.2	7.48	0.91	Open
8	856.7	1.11	69.35	8	75	32.6	0.57	0.69	Open
9	856.8	0.57	67.80	9	28	90	5.79	0.91	Open
10	854.5	0.76	71.30	10	43	26	0.35	0.66	Open
11	865.17	0.35	59.61	11	30	90	4.69	0.74	Open
12	852.46	1.19	73.15	12	132	90	3.50	0.55	Open
13	848.5	1.30	76.63	13	46	61.4	2.19	0.74	Open
14	847.21	1.26	77.46	14	126	40.8	0.94	0.72	Open
15	853.38	0.94	69.33	15	96	130.8	7.57	0.56	Open
R_Ta ndja	927	-7.57	0.50	16	96	130.8	7.57	0.56	Open
R2_Pr ojeté	927	-7.57	0.50		78	130.8	11.89	0.88	Open

Annexe

Annexe.7. Courbe caractéristique de la pompe radiale immergée de la SP donné par CAPRARI



Annexe 8 : les caractéristiques des conduites en PEHD

PN10			
D_{ext}	D_{int}	e	$2*e$
20	16	2	4
25	21	2	4
32	28	2	4
40	36	2	4
50	44	3	6

Annexe

63	55,4	3,8	7,6
75	66	4,5	9
90	79,2	5,4	10,8
110	96,8	6,6	13,2
125	110,2	7,4	14,8
160	141	9,5	19
200	176,2	11,9	23,8
250	220,4	14,8	29,6
315	277,6	18,7	37,4
400	352,6	23,7	47,4
500	440,6	29,7	59,4
630	555,2	37,4	74,8
PN16			
<i>D_{ext}</i>	<i>D_{int}</i>	<i>e</i>	<i>2*e</i>
20	16	2	4
25	20,4	2,3	4,6
32	26	3	6
40	32,6	3,7	7,4
50	40,8	4,6	9,2
63	51,4	5,8	11,6
75	61,4	6,8	13,6
90	73,6	8,2	16,4
110	90	10	20
125	102,2	11,4	22,8
160	130,8	14,6	29,2
200	163,6	18,2	36,4
250	204,6	22,7	45,4
315	257,6	28,7	57,4
400	327,4	36,3	72,6
500	409,2	45,4	90,8
630	515,6	57,2	114,4
PN20			
<i>D_{ext}</i>	<i>D_{int}</i>	<i>e</i>	<i>2*e</i>
20	14	3	6
25	18	3,5	7
32	23,2	4,4	8,8
40	29	5,5	11
50	36,2	6,9	13,8
63	45,8	8,6	17,2
75	54,4	10,3	20,6
90	69,8	10,1	20,2
110	85,4	12,3	24,6
125	97	14	28
160	124,2	17,9	35,8
200	155,2	22,4	44,8

Annexe

250	194,2	27,9	55,8
315	244,6	35,2	70,4
400	310,6	44,7	89,4
500	388,4	55,8	111,6
630	489,4	70,3	140,6

Résumé :

A travers ce présent travail, nous avons effectué des calculs relatif aux réseaux d'eau potable de la ville de Amoucha-wilaya de Sétif, et ce en vue d'élaborer un système d'information géographique (SIG) de cette région et création de banque de donnée, ce SIG permettra de mieux gérer et exploiter le réseau en question.

Mots clés : réseaux d'eau potable, Amoucha, wilaya de Sétif, SIG, banque de donnée.

Abstract :

In this present work, we have carried out calculations concerning the drinking water networks of the city of Amoucha - wilaya de Setif, this study is dedicated to establish a geographic information system (GIS) of this area and create a database for it, this GIS help us to manage and operate the network with efficacy.

Key words: drinking water networks, Amoucha, wilaya de Sétif, GIS, database.

الملخص:

في إطار هذا المشروع النهائي قمنا بدراسة مختلف الخطوات الازمة لتعزيز شبكة التزويد بمياه الشرب على مستوى بلدية عموشة ولاية سطيف. ولهذا الغرض تطرقنا إلى إعداد نظام معلومات جغرافية للمنطقة وإنشاء قاعدة بيانات للشبكة. وهذا ما يضمن التسيير الجيد والاستغلال الحسن للشبكة.

الكلمات المفتاحية: التزويد، عموشة، ولاية سطيف، نظام معلومات جغرافية، قاعدة بيانات.