

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université ELCHAHID HAMMA lakhdar



Faculté de technologie Département d'hydraulique et de génie civil

Filière d'hydraulique

MEMOIRE :

Présente en vue de l'obtention du diplôme de master professionnel

en Hydraulique

Option : Conception et diagnostic du système d'AEP et d'Assainissement

THEME :

**Dimensionnement du Réseau d'Assainissement
(Cité El KHOBNA Commune TERIFAOUI Daira HASSI
KHALIFA wilaya d'EL OUED)**

Dirigé par :

Pr .GHOMRI ALI

Présenté par:

Mr.LIHIOU TAOUFIK

Mr.GHERBI FATHI

SEPTEMBRE 2020

Remerciements

Avant tout, nous remercions DIEU qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de courage pour achever nos études.

*Je voudrais exprimer mes sincères remerciements au docteur **Ali Ghomri** pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses Critiques constructives.*

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif du . Département de HYDRAULIQUE URBAIN

Je tiens aussi à présenter mes remerciements les plus ardents à messieurs les membres de jury d'avoir accordé à mon travail une importance très encourageante.

*Nous adressons nos très sincères remerciements à: **Mr. ZINE BRAHIM** , leurs disponibilités, leurs conseils ont permis la réalisation de ce mémoire.*

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

LIHIOU-GHERBI

Dédicace

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères sentiment à :

Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans les quelles je ne serais jamais arrivé à ce niveau que dieu les gardent.

Mes sœurs et mes frères

Toute la famille que prend le nom LIHIOU

Pour mes collègues de travail

Et A tous mes amis .

LIHIOU TAOUFIK

Promotion : SEPTEMBRE 2020

Dédicace

Je dédie ce travail a :

Notre prophète que le salut soit sur lui « ma source d'orientation et de lumière
»

A mes chers parents,

Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous
porte, ni la

profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices
surtout ma mère

que Dieu ait pitié et de repos habité en paix.

J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi
à l'esprit pur de mon père , qui a été mon soutien dans ma vie scolaire
je demande à dieu d'avoir pitié de lui .

A tous mes enseignants tout au long de mes études,

Veillez accepter l'expression de ma profonde gratitude pour votre soutien,
encouragement et affection

A toute ma famille « GHERBI » a tous mes

amis ainsi qu'à toute la promo

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Et enfin à tous ceux et celles qui me sont chers et que j'ai omis
involontairement de citer.

GHERBI FATHI

Promotion : SEPTEMBRE 2020

Résumé:

Le but de notre étude est de dimensionner notre réseau d'assainissement avec les normes techniques (adoptées) dans le but de répondre aux besoins de l'homme de tous les jours et le maintien de sa santé, ainsi que l'organisation de la vie quotidienne indépendamment des eaux usées domestiques des localités et les eaux pluviales .

Mots clés : dimensionner, Réseau , Assainissement , Les eaux usées domestiques, Les eaux pluviales .

Abstract :

The aim of our study is to size our sanitation network with the technical standards adopted (in order to meet the needs of everyday man and the maintenance of his health, as well as the organization of life. daily regardless of local domestic wastewater and rainwater.

Keywords : design, network, sanitation, Wastewater.

ملخص:

الهدف من دراستنا هو تحديد أبعاد شبكة الصرف الصحي لدينا بالمعايير الفنية (من أجل تلبية احتياجات الإنسان اليومية والحفاظ على صحته ، وكذلك تنظيم الحياة. يومياً بغض النظر عن مياه الصرف الصحي المحلية ومياه الأمطار.

الكلمات المفتاحية : تصميم ، شبكة، التطهير، المياه المستعملة المنزلية ، مياه الأمطار

ABREVIATIONS

- **[D.H.W]:** Direction d'hydraulique de la Wilaya d'El Oued
- **[A.P.C] :** La commune de Terifaoui (service technique .de reconnaissance)
- **[O.N.M] :** Office National Métrologique.
- **[P.D.A.U] :** Plan Directeur d'Aménagement Urbain.
- **[S.T.E.P] :** Station d'Épuration.
- **[A.N.R.H] :** L'agence National des Ressources Hydriques
- **[O.N.A] :** Office National d'assainissement.
- **[D.U.C] :** Direction d'Urbanisme et Construction de la Wilaya d'El Oued.
- **[D.R.E] :** Direction des Ressources en Eau de la Wilaya d'El Oued

Sommaire

Remerciement.....	I
Dédicace.....	II
Résumé.....	IV
Liste des abréviations.....	V
Sommaire.....	VI
Liste des tableaux.....	X
Liste des figures.....	XI
Introduction générale.....	1

Chapitre I: présentation de la zone d'étude(Elkhobna)TRIFAOU

I.1 Introduction.....	3
I.2 Situation géographique.....	3
I.3 Données naturelles du site.....	4
I.4 Situation topographique.....	5
I.5 Situation géologique.....	6
I.6 Situation Sismique.....	6
I.7 Situation Climatique.....	7
I.7.1 Pluviométrie.....	7
I.7.2 La Température.....	8
I.7.3 L' humidité.....	9
I.7.4. Evaporation.....	10
I.7.5. Les vents.....	11
I.8. Situation démographique.....	12
I.9. Situation hydraulique.....	12
I.9.1. Alimentation en eau potable (AEP).....	12
I.9.1.1. Réseau de distribution.....	12
I.9.1.2.: Stockage.....	13
I.9.2 .Assainissement.....	13
Conclusion.....	14

Chapitre II : Différent Schémas et Systèmes du réseau d'assainissement

II .1 Introduction.....	16
II.2 Etude de l'évolution de la population.....	16
II.3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaire.....	17
II.4.Système d'évacuation des eaux usées et pluviales.....	17
II.4.1.Système fondamentaux.....	18
II.4.1.1.Système unitaire.....	18
II.4.1.2.Système séparatif.....	18

II.4.1.3.Système pseudo séparatif.....	18
II.5.Choix du système d'évacuation	18
II.6: Schéma d'évacuation.....	20
II.6.1. Schéma perpendiculaire.....	20
II.6.2. Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.....	20
II.6.3.Schéma à collecteur transversal ou de collecteur oblique.....	21
II.6.4.Schéma par zones étagées ou par intercepteur.....	21
II.6.5.Schéma à centre collecteur unique et schéma radial.....	21
II.7.Choix du coefficient de ruissellement.....	22
II.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps.....	23
II.7.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	23
II.7.3: Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	24
II.7.4. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	24
II.7.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	24
II.8: Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	25
II.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré.....	25
II.8.2 Calcul de la densité partielle.....	25
Conclusion.....	27

Chapitre III : Evaluation des débits

Introduction.....	29
III.1 Evaluation des débits des eaux usées.....	29
III.1.1 Nature des eaux usées à évacuer.....	29
A. les eaux usées d'origine domestique.....	29
B. Eaux des services publics.....	29
C. Eaux claires parasites.....	30
III.2 Estimation des débits.....	30
III.2.1 Estimation des débits des eaux usées.....	30
III.2.2: Estimation des débits des eaux claires parasites.....	30
III.2.3: Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	30
III.2.3.1 :Evaluation du débit moyen journalier.....	31
III.2.3.2: Evaluation du débit de pointe.....	31
III.2.4:Evaluation du débit d'eaux pluviales.....	32
III.2.4.1 : la méthode rationnelle.....	33
III.2.4.2 : la méthode superficielle (méthode de Caquot).....	33
II.2.5 : Evaluation du débit total.....	34
Conclusion.....	35

Chapitre IV: Calcul hydraulique

Introduction.....	37
IV.1.Conception du réseau.....	37
IV.2.Dimensionnement du réseau.....	37
IV.2.1.Condition d'écoulement et de dimensionnement.....	37
IV.3. Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques.....	38
IV.3.1.Diamètre nominal.....	38
IV.3.2.Calcul vitesse plein section.....	39
IV.3.3. Calcul le débit plein section.....	39
IV.3.4. Capacité d'auto curage.....	39
Conclusion.....	50

Chapitre V: Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

Introduction.....	52
V.I. Ouvrages principaux.....	52
V.1.1.Canalisations.....	52
V1.1.1Conduites préfabriquées.....	52
A- Conduites en béton comprimé ou vibré non armé.....	53
B-Conduites en béton armé.....	53
C-Conduites en amiante-ciment.....	53
D-Tuyaux en PVC.....	54
V.1.2. Ouvrages visitables de profils particuliers.....	54
V.1.2.1.Egouts ordinaires à cunette.....	54
V.1.2.2.Egouts à cunette et banquette.....	55
V.2. Ouvrages annexes.....	55
V.2.1.Regards.....	55
V.2.1.1.Regards de visite.....	55
V.2.1.2.Regard de jonction.....	56
V.2.1.3.Regard latéral.....	56
V.2.1.4.Regard de chute.....	56
V.2.2.Bouches d'égout.....	56
V.2.3.Station de relevage.....	57
Conclusion.....	58

Chapitre VI: Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Introduction.....	60
VI.1 Connaissance du réseau.....	60
VI.2 Surveillance du réseau.....	60
VI.2.1 Nature des effluents.....	60

VI.2.2 Mesure des débits.....	61
VI. 3 Travaux d'entretien courant.....	61
VI.3.1 Curages journaliers.....	61
VI.3.2 Possibilité d'obturation.....	61
VI.3.3 Travaux périodiques divers.....	61
VI.3.3.1 Canalisation.....	61
VI.3.3.2 Bassins de dessablement.....	62
VI.4 Travaux spécifiques.....	62
VI.4.1 Désodorisation.....	62
VI.4.2 Détection des eaux parasites.....	62
VI.4.2.1 Visite de terrains et mesures instantanées.....	63
VI.4.2.2 Mesures en continu.....	63
VI.4.2.3 Control par dispositif fumigène.....	63
VI.4.2.4 Contrôle par injection de colorant.....	63
VI.4.2.5 Inspection télévisée.....	63
VI.5 Réhabilitation des réseaux.....	64
VI.5.1 Fraisage des obstacles intérieurs.....	64
VI.5.2 Injection de produits comatants.....	64
VI.5.3 Tubage intérieur.....	64
VI.5.4 Gainage intérieur.....	64
VI.6 Gestion informatique du réseau.....	65
VI.7 Hygiène et sécurité.....	65
VI.8 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau.....	65
Conclusion.....	66
Conclusion générale.....	68
Bibliographie.....	70
ANNEXE.....	72

Listes des tableaux

Chapitre I :présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle.....	7
Tableau I.2 : La température moyenne mensuelle et annuelle.....	8
Tableau I.3: Répartition moyenne mensuelle de l'humidité.....	9
Tableau I.4 : Répartition moyenne mensuelle de l'évaporation.....	10
Tableau I.5 : Répartition des vitesses moyennes mensuelles des vents (m/s).....	11
Tableau I.6: Répartition de la population de TRIFAOU (APC TRIFAOUI).....	12
Tableau I.7 : Taux d'accroissement de TRIFAOU (APC TRIFAOUI).....	12
Tableau I.8 : Ressources en eau.....	13
Tableau I.9 : Les caractéristiques des réservoirs.....	13

Chapitre II: Différent Schémas et Systèmes du réseau d'assainissement

Tableau II.1.: Evolution de la population à différents horizons de calcul.....	16
Tableau II.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux d'assainissement.....	19
Tableau II.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	23
Tableau II.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	24
Tableau II.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	24
Tableau II.6: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	24
Tableau II.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	25
Tableau II.8. Nombre d'habitants.....	26

Chapitre III : Evaluation des débits

Tableau III.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.....	31
Tableau III.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées.....	32
Tableau II.3.Détermination du débit pluviale.....	34
Tableau II.4.Détermination du débit total.....	34

Chapitre IV: Calcul hydraulique

Tableau IV.1. Résultat du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-I.....	40
Tableau IV.2.Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-I.....	41
Tableau IV.3.Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-I: (INTERCEPTEUR).....	41
Tableau IV.4.Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-I :(INTERCEPTEUR).....	42
Tableau IV.5.Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-II.....	42
Tableau IV.6. Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-II.....	43
Tableau IV.7. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-II :(INTERCEPTEUR).....	43
Tableau IV.8. Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-II (INTERCEPTEUR).....	43
Tableau IV.9.Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-III.....	44

Tableau IV.10. Vérification des conditions d'auto curage.....	44
Tableau IV.11. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-III: (INTERCEPTEUR).....	45
Tableau IV.12. Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-III (INTERCEPTEUR).....	45
Tableau IV.13. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-IV.....	45
Tableau IV.14. Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-IV.....	46
Tableau IV.15. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-V.....	46
Tableau IV.16. Vérification des conditions d'auto curage.....	47
Tableau IV.17. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-V: (INTERCEPTEUR).....	47
Tableau IV.18. Vérification des conditions d'auto curage.....	47
Tableau IV.19. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-VI.....	48
Tableau IV.20. Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-VI.....	48
Tableau IV.21. Résultats du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-VI: (INTERCEPTEUR).....	48
Tableau IV.22. Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-VI: (INTERCEPTEUR).....	48
Tableau V-23 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (Intercepteur).....	49
Tableau IV.24. Vérification des conditions d'auto curage.....	49

Listes des figures

Chapitre 1: présentation de la zone d'étude

Figure I.1: situation géographique de la zone d'étude.....	4
Figure I.2 : situation topographique de la zone d'étude mensuelles.....	6
Figure I.3: Histogramme des précipitations.....	8
Figure I.4: Répartition mensuelle de la température ONM(1978_2016).....	9
Figure I.5 : Répartition moyenne mensuelle de l'humidité ONM (1978-2015).....	10
Figure I.6 : Répartition moyenne mensuelle de l'évaporation.....	11
Figure I.7: Histogramme de la vitesse du vents moyenne mensuelle (m/s) ONM(1978-2015).....	12

Chapitre II : Différent Schémas et Systèmes du réseau d'assainissement

Figure II.1.: Histogramme de croissance de la population de ELKHOBNA	17
Figure II.2: Schéma perpendiculaire.....	20
Figure II.3: Schéma par déplacement latéral.....	20
Figure II.4: Schéma transversal oblique.....	21
Figure II.5: Schéma par zone étagée.....	21
Figure II.6 : Schéma radial.....	22

Chapitre V: Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

FigureV.1: Conduites en béton non armé.....	53
FigureV.2: Regard de visite.....	55
FigureV.3 Regard de jonction.....	56
FigureV.4: Regard de chute.....	56



Introduction générale

2019- 2020

Introduction générale

L'assainissement des agglomération a pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique, il est précisé que l'objectif de qualité auquel doivent satisfaire les rejets au milieu récepteur a pour but les intérêts présentés par l'alimentation en eau potable des populations, les besoins de l'agriculture de l'industrie et des transports, la protection de la santé publique, la sauvegarde de l'équilibre biologique et hydraulique des milieux récepteurs et le développement des loisirs.

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissements doivent assurer:

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiènes satisfaisantes.

Le projet de dimensionnement des collecteurs d'égout a pour intérêt l'implantation de ce dernier afin de satisfaire l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux de vannes, ainsi que les eaux résiduelles industrielles de l'agglomération considérée et assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses; ainsi on peut atteindre les objectifs cité ci-dessus (premier paragraphe), l'installation du collecteur de l'usine a pour objectif de situer et de contrôler ses eaux qui peuvent être très polluées et empêcher ainsi une éventuelle pollution en les faisant passer par une station d'épuration.

Donc l'objectif de notre travail est d'étudier le dimensionnement du réseau d'assainissement de la cite KHOBNA commune TERIFAOUI DAÏRA HASSI KHALIFA Wilaya d'El Oued et de vérifier les caractéristiques de l'écoulement.



Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

2019- 2020

Chapitre I: présentation de la zone d'étude (ELKHOBNA)TRIFAQUI**I-1. Introduction**

L'étude du cadre physique détermine l'aptitude des terrains à l'urbanisation selon un certain nombre de critères. Elle s'effectue par l'analyse des différentes variables qui peuvent influencer spatialement et temporellement sur l'urbanisation du site.

On a donc distingué deux grandes catégories de variables celles dites naturelles comme relief, climat, géologie...etc. celles liées aux actions de l'homme comme servitudes et l'utilisation agricoles des sols.

Donc la représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de conception et de gestion des réseaux d'assainissement de village ELKHOBNA de la commune TRIFAQUI.

I.2 Situation géographique :

La commune de TRIFAQUI est située à l'Est du chef-lieu de la wilaya d' el Oued dont elle est éloignée d'environ 09 km , comme elle est située au Sud du chef-lieu de la Daïra de Hassi Khalifa et dont elle éloignée d'environ 20 km . cette commune s'étend sur une superficie estimée à 474 Km², elle est limitée :

- _ Au Nord : par la commune de Hassi Khalifa et celle de debila;
- Au Nord-Ouest par la commune de Hassani Abdelkrim; Sud par la commune de Bayadha;
- _Au Sud est par la commune de Douar el Maa;
- _Au l' Est par la commune de Taleb el Arbi;
- _et à l' Ouest par la commune d' el Oued.

La commune de TRIFAQUI est une région saharienne de nature agricole. Elle compte une population estimée en 2019 à 13785 habitants (APC TRIFAQUI : 2019)

La wilaya d'EL Oued est limitée au Nord par la wilaya de Biskra, la wilaya de Tébessa et la Wilaya de Khenchela, au Sud et au Ouest par la wilaya d'Ouargla et à l'Est par la république Tunisienne.

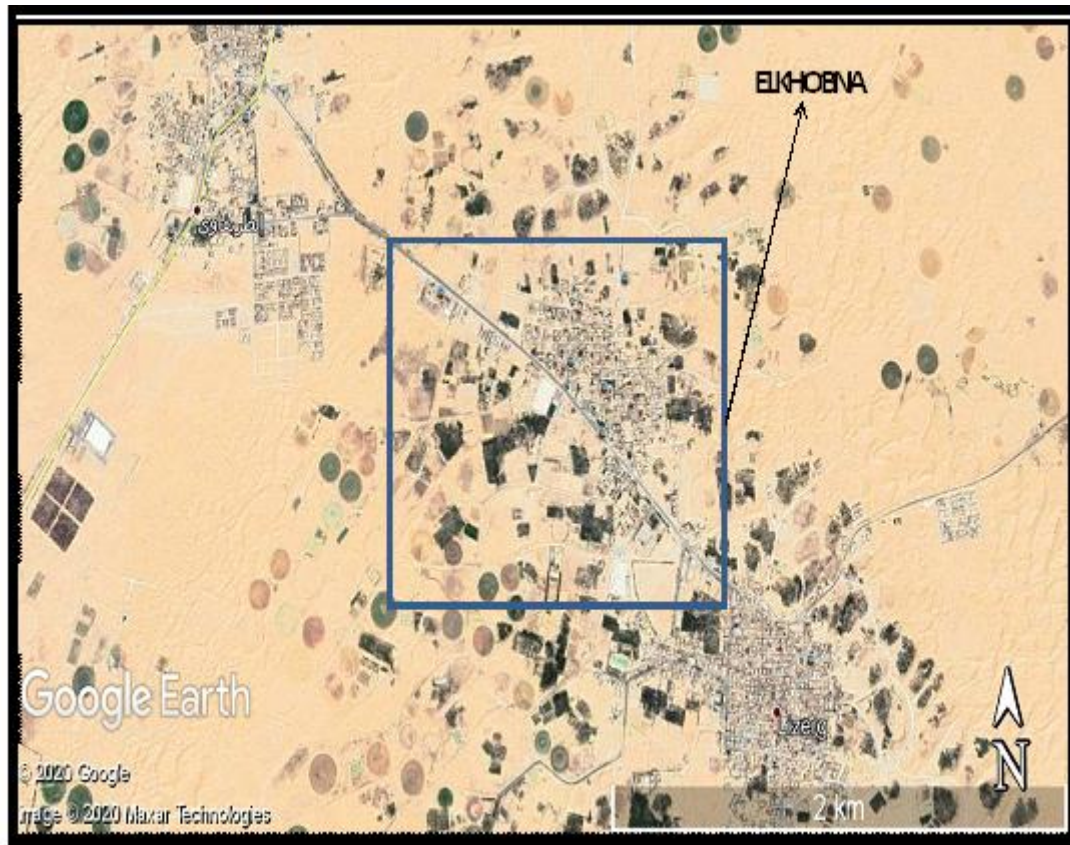


Figure I.1: situation géographique de la zone d'étude (Google earth 2020)

I.3. Données naturelles du site :

Problème de la remontée des eaux de l'aquifère superficiel

Au cours des 30 dernières années, la région d'El-Oued a connu une remontée des eaux de la nappe phréatique. Les conséquences de ce phénomène est néfaste pour l'homme et l'environnement. La conséquence est le noyage des palmeraies et leurs asphyxies, le noyage des fosses domestiques et la propagation de la pollution bactériologique dans la nappe et contamination des eaux par les nitrates d'origines domestique et agricole. Aussi la forte minéralisation d'eau provoquée par l'évaporation intense à partir des plans d'eau libre et la dissolution des sels qu'est à l'origine d'affaissement des terrains à travers la région d'El-Oued

La zone touchée par la remontée des eaux s'étend sur une superficie de 3.000 km² sur laquelle habite 380.000 habitants, qui sont répartis sur 18 communes dont ; Bayadha, Robbah, Kouinine, Guemmar, Taghzout, Hassani Abdelkrim, Debila, Sidi Aoun, Magrane, Hassi Khelifa, Reguiba, Mihouensa, Oued Alenda, Ogla, Nakhla, Ourmes et Trifaoui.

Les causes de la remontée des eaux de la nappe phréatique sont multiples; le pompage intensif des nappes profondes (CT et CI) à des fins agricoles et approvisionnement en eau potable des populations. Ce phénomène est aggravé par l'absence quasi-totale d'infrastructure d'assainissement (le taux de couverture en réseaux d'assainissement est 10%) dans la wilaya d'El-Oued et l'absence d'exutoire due à la faiblesse de la pente de relief.

A partir de 1993 jusqu'à 2004, une série d'investigations ont été entreprises pour connaître les caractéristiques géométriques et géologiques de l'aquifère, et recenser les forages existants. A la fin des investigations une série de mesures ont été prises: arrêt de l'irrigation à partir de nouveaux forages issus des aquifères du CT et du CI et remplacés par des puits à partir de la nappe phréatique, réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation, la réduction de la dotation en AEP des habitants et meilleure gestion des programmes d'irrigation. Ces mesures ont eu un impact positif avec une stabilisation ou une baisse du niveau piézométrique dans certaines zones affectées, alors que dans d'autres zones la nappe continue à monter de 40 à 60 cm par année (BG, 2002 ; Côte, 1993) notamment dans la ville d'El Oued.

I.4 Situation topographique:

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitairement. La pente du terrain est faible, et va de l'Ouest vers l'Est. L'altitude varie de 63m à 85m

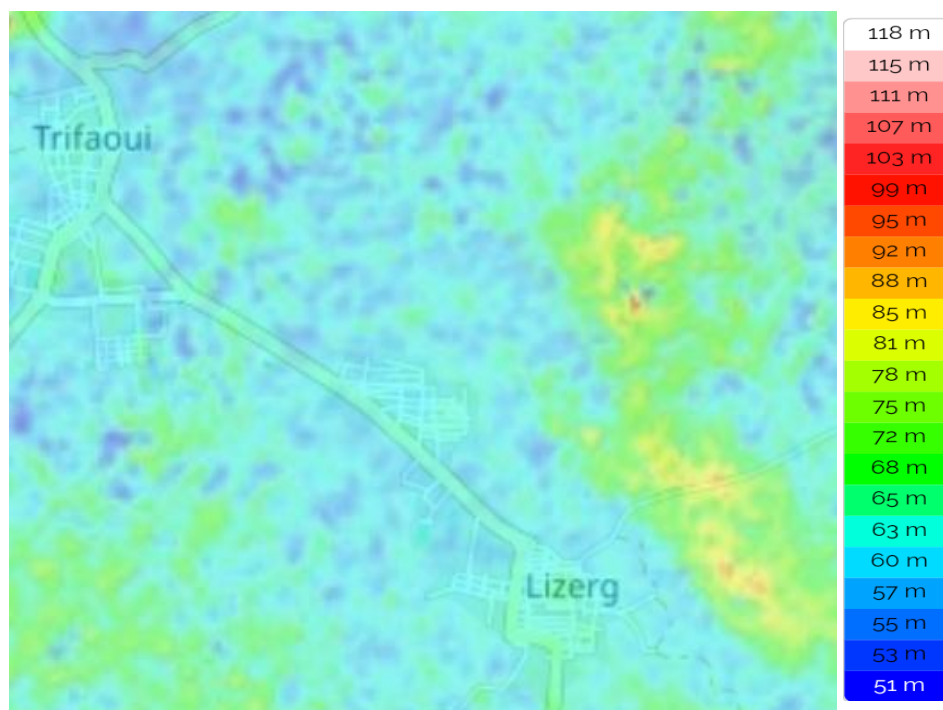


Figure I.2 : situation topographique de la zone d'étude

Internet (topographic-map.com)

I.5 Situation géologique:

La commune de TRIFAQUI se trouve dans la partie du grand Erg Oriental, qui caractérise par un ensemble de dunes de sable d'origine Continental et d'âge quaternaire. Ces dunes sont déposées longitudinalement portant la dénomination du (SIF) dépassant parfois (100 m) de hauteur par rapport au niveau de la mer. L'étude du type de sol (les couches de terre) et sa composition sont très importantes

Le SIF : est les grands Oyats des sableux en Souf, dans la construction du réseau d'assainissement. Le type de sol de la commune étudiée est du sable .

I.6. Situation Sismique:

Selon le degré des intensités maximales observées dans la wilaya d'El Oued sur l'échelle MERCALI; la commune de TRIFAQUI est considérée parmi les régions sismiques qui présente une intensité sismique très faible. (PDAU : plan directeur d'aménagement et urbanisme)

I.7 Situation Climatique:

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, le vent des jours de sirocco (chihilli) et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrage . Le climat est de type saharien et désertique et se caractérise par des variations très importantes de température et les précipitations sont très faibles. La moyenne pluviométrique annuelle varie entre 70 mm et 80 mm. Les températures sont très élevées en été (50°C) et peuvent descendre jusqu'à 3°C en hiver. Les données pluviométriques, (de la température, de l'humidité, de l'évaporation etc.....) ont été observées par l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et enregistrées à la station climatologique de l'aérodrome de Oued Souf, dont ses coordonnées sont:

_ Code A.N.R.H: 13 04 14.

_ Altitude: 64 m.

_ Longitude: 06°47'E.

_ Latitude: 33°30 ' N.

I.7.1 Pluviométrie:

L'étude de la pluviométrie présente un intérêt considérable dans l'hydro climatologie qui permet de faire une description des régimes pluviométrique d'une part et d'analyser l'écoulement d'autre part. La lame d'eau globale tombée, a une influence sur la variation des niveaux d'eau souterraine à travers la zone d'étude. D'après le bureau national de météorologie de la station de Guemar,ELOUED est caractérisée par une pluviométrie soumise à des variations mensuelle et annuelle irrégulière.

Les évaluations moyennes mensuelles interannuelles des précipitations d'une durée d'observation de 40 ans (1978-2018) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Pluviométrie moyenne mensuelle et annuelle:

Mois	J	F	M	A	Ma	Ju	Jui	Ao	S	O	N	D	TOTAL
P(mm)	14.92	5.453	8.41	7.91	4.793	1.55	0.25	1.94	6.025	7.05	7.95	6.36	72.591

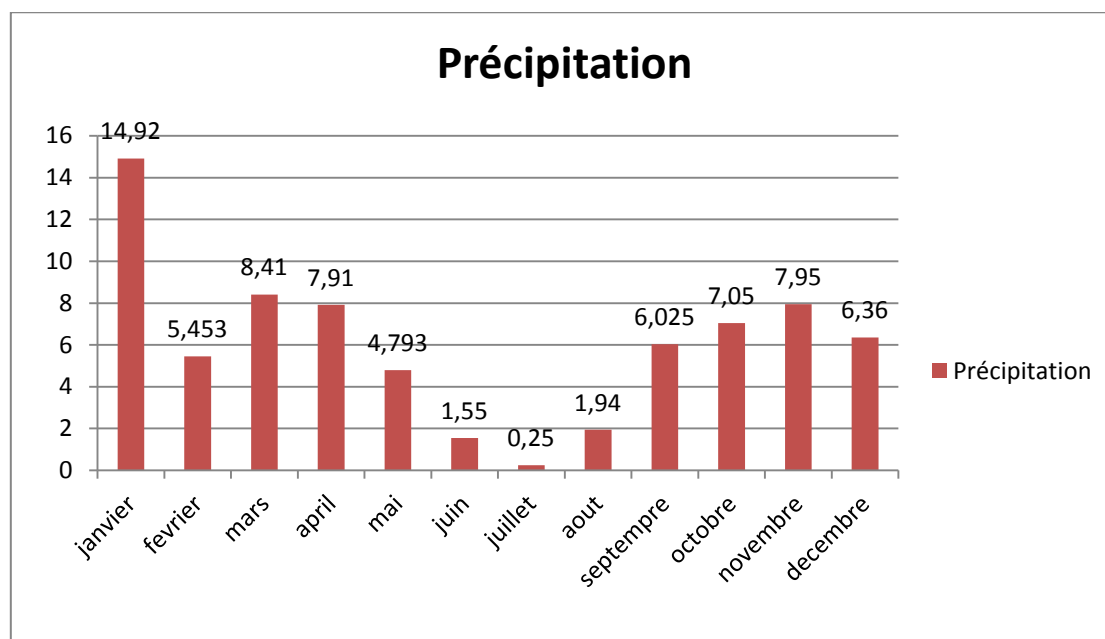


Figure I.3: Histogramme des précipitations mensuelles (mm)

ONM (1978_2018)

L'histogramme de variation des précipitations montre que ces dernières sont très rares irrégulières(irrégularité mensuelle et annuelle). Nous remarquons la période pluvieuse s'étend du mois de septembre au mois d'avril avec un maximum 14.92mm au mois janvier.

I.7.2 La Température:

La température dans notre zone de étude est caractérisée qui sont très élevée en été (50°C) et par contre en hiver la température descendre à (3°C) La distribution de la température durant l'année est présentée dans le tableau:

Tableau I.2 : La température moyenne mensuelle et annuelle :

Mois	J	F	M	Ap	Ma	Ju	Jui	Ao	S	O	N	D	Moy
T(°C)	15.7	18.5	23.3	27.7	32.5	37.1	38.7	38.6	34.7	29.2	21.9	16.1	27.88

Nous remarquons dans ce tableau que la période qui s'étale du mois de novembre au mois d'avril correspond à la période froide avec un minimum durant le mois janvier 15.71°C

Par contre la période chaude commence à partir de mois Mai jusqu'au mois de septembre avec un maximum de température au mois juillet 38.7°C.

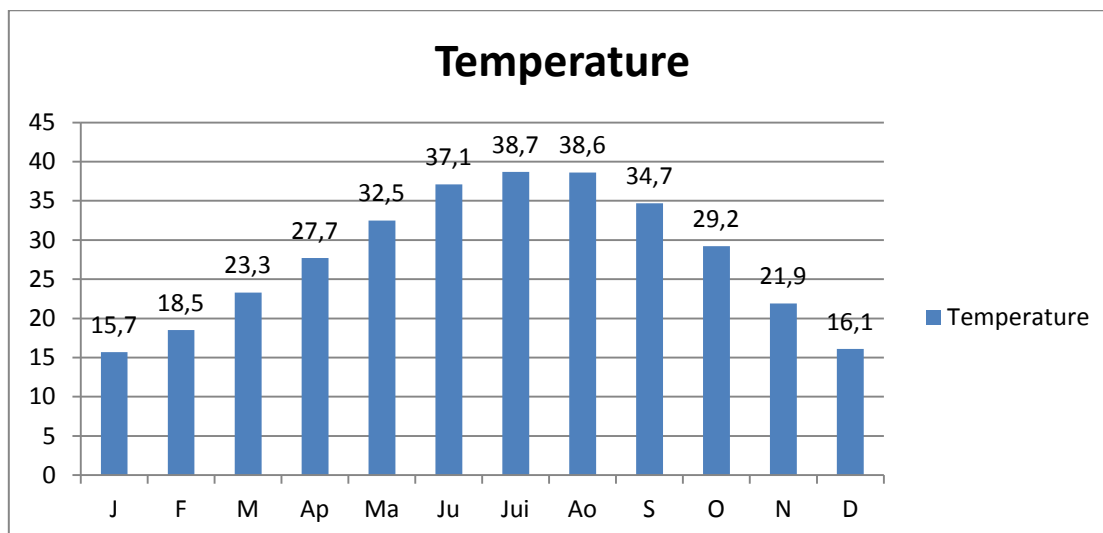


Figure I.4: Répartition mensuelle de la température ONM(1978_2016)

I.7.3.L' humidité :

L'humidité est un état de climat se représente le pourcentage de la vapeur d'eau qui se trouva à l'atmosphère.

Tableau I.3: Répartition moyenne mensuelle de l'humidité :

Mois	J	F	M	Ap	Ma	J	Ju	Ao	S	O	N	D	Moy
L'humidité	65.7	56.2	50	44	39.2	34.9	32.2	35.3	46.1	54.1	61	67.7	48.9

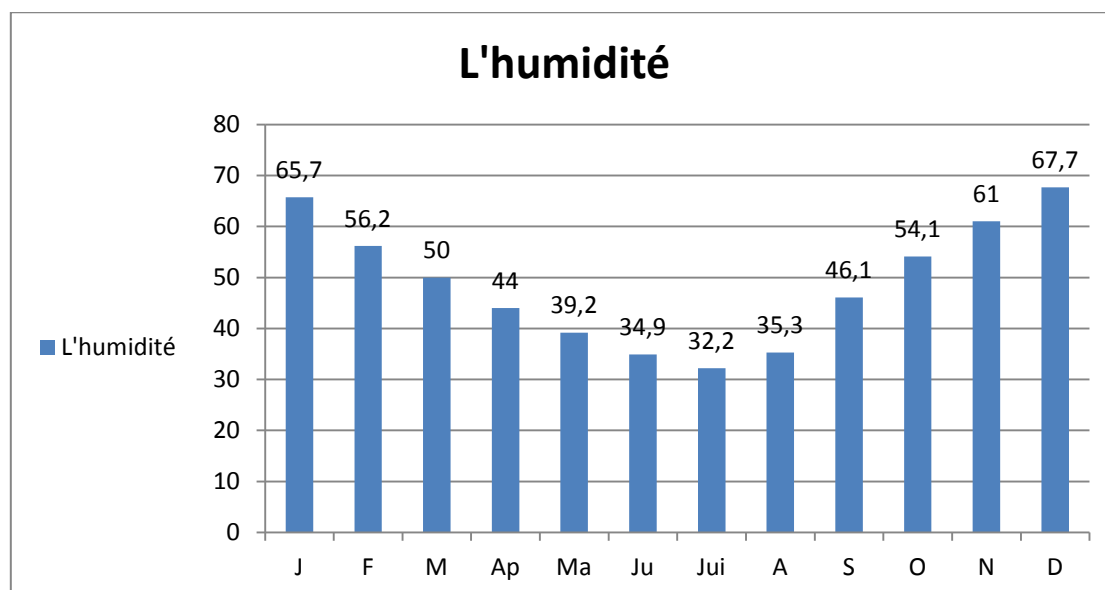


Figure I.5 : Répartition moyenne mensuelle de l'humidité ONM (1978-2015).

I.7.4. Evaporation:

L'évaporation est le passage de l'eau liquide à la vapeur, est une transformation qui consomme de l'énergie. La façon dont la vapeur d'eau dans l'atmosphère a été l'objet depuis Dalton de nombreuses études. (MEMOIRE ORSTOM N° 80. La détermination pratique de l'évaporation). Dans notre zone d'étude la moyenne annuelle est de 47,40 mm. Le maximum est atteint en période de mois de juin avec une moyenne de 67,7 mm. Les minimums sont enregistrés durant le mois de janvier (31 mm).

Tableau I.4 : Répartition moyenne mensuelle de l'évaporation :

Mois	J	F	M	Ap	M	Ju	Jui	A	S	O	N	D
Moyenne (mm)	31	34.5	45.5	52	59.4	67.7	66.1	54.6	46.3	42	37	32.5

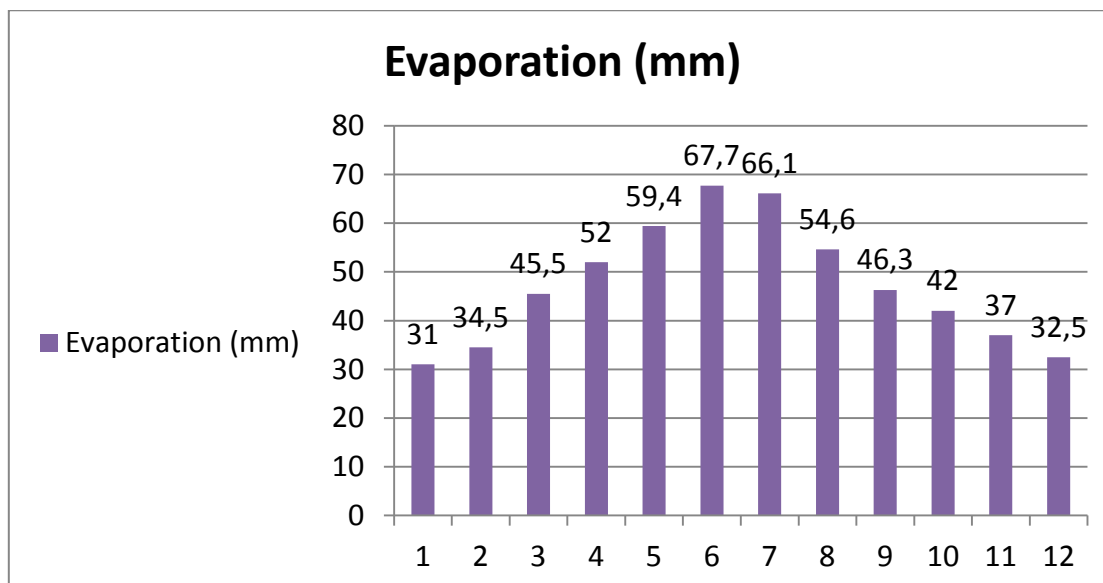


Figure I.6 : Répartition moyenne mensuelle de l'évaporation

I.7.5. Les vents:

Le vent est un déplacement horizontal plus ou moins rapide d'une masse d'air , qui s'écoule dans un sens bien déterminé et forme dans l'atmosphère des espèces de fleuves aériens. La direction du vent est indiquée par les girouettes ; sa force est mesurée par l'anémomètre : freinée par les reliefs près du sol , celle-ci augmente avec l'altitude.(INTERNET)

Tableau I.5 : Répartition des vitesses moyennes mensuelles des vents (m/s):

Mois	J	F	M	Ap	M	Ju	Jui	A	S	O	N	D	Moyenne
Vent (m/s)	1.83	2.34	2.85	3.08	3.07	2.92	2.45	2.17	2.2	1.69	1.6	1.56	2.31

En effet , nous remarquons que la période la plus venteuse de l'année dure 3 à 4 mois , pendant les mois Mars jusqu'à Juillet avec une vitesse maximum 3.08 m/s , par contre la période la plus calme de l'année dure 7 à 8 mois , pendant les mois d'Aout jusqu'à le mois de Février avec une vitesse minimum de valeur 1.56 m/s.

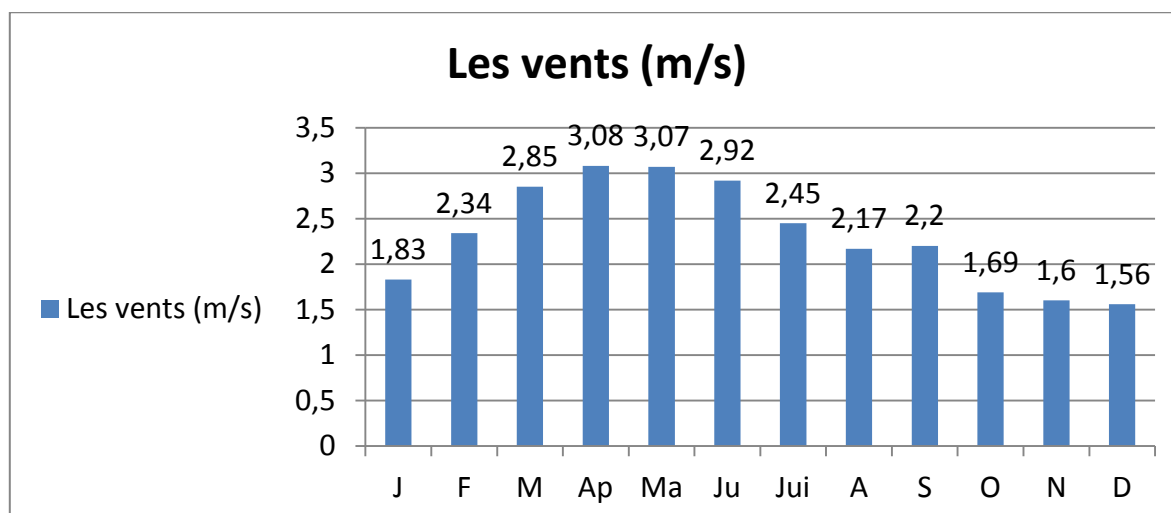


Figure I.7: Histogramme de la vitesse des vents moyenne mensuelle (m/s)
ONM(1978-2015)

I.8. Situation démographique :

Selon les statistiques de la commune de TRIFAQUI au 31/12/2019 , le nombre de la population pour cette commune est de 13785 habitants , et l'accroissement de la population est de 2.7%.

Tableau I.6: Répartition de la population de TRIFAQUI (APC TRIFAQUI) :

Année	2008	2019
Nombre d'habitant	8241	13785

Tableau I.7 : Taux d'accroissement de TRIFAQUI (APC TRIFAQUI):

Année	2008 / 2019
Taux d'accroissement	2.7 %

I.9. Situation hydraulique :

I.9.1. Alimentation en eau potable (AEP) :

I.9.1.1. Réseau de distribution :

La commune de Trifaoui dispose d'une série de châteaux d'eau alimentées par des locaux , ces desservent les agglomérations urbaine et leur différent équipement de la commune à travers des réseaux de canalisation de divers diamètre (200mm;160mm;125mm;110mm;90mm;63mm;40mm;) de type PVC et PEHD sur une linéaire totale estimée à 14950 ml .

Tableau I.8 : Ressources en eau :

Forage	Site	Profondeur (m)	1ere mise En service	Observation
F1	Trifaoui	26	1987	Fonctionnement normal
F2	Elkhobna	29	1994	Fonctionnement normal
F3	Lizereg	-	2011	Fonctionnement normal
F4	Elsehin	-	2014	Fonctionnement normal

I.9.1.2.: Stockage :

La commune de Trifaoui est alimentée par quatre réservoir d'eau (12/24 h)

Les caractéristiques des réservoirs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.9 : Les caractéristiques des réservoirs :

Réservoir	Site	Capacité	Hauteur (m)	1ere mise En service	Etat de Réservoir
R1	Trifaoui	300	15	1987	Bon état
R2	Elkhobna	500	18	1994	Bon état
R3	Lizereg	500	-	2011	Bon état
R4	Elsehin	300	-	2012	Bon état

I.9.2 .Assainissement :

La commune de TRIFAQUI dispose d'aucun réseau d'assainissement, les habitants utilisent un système individuelle fosses septiques .

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons analysé les paramètres nécessaires dans notre zone d'étude (topographie ;géologie ;climatologie; démographie). En plus , nous avons étudié les caractéristiques des paramètres climatique.

Les caractéristiques nécessaires de la commune de Trifaoui sont :

Le nombre actuel de zone d'étude (Elkhobna) : 2150 habitants

L'accroissement de la population pour la commune de TRIFAOU est : 2.7 %.

Le climat d' Oued Souf est sec et chaud en été , et froid en hiver .

La précipitation moyenne mensuelle est faible .

La température pourrait atteindre le maximum en mois de Juillet et en mois d'Aout .



Chapitre II

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Chapitre II: Différent schéma et systèmes du réseau d'assainissement

II .1 Introduction :

Le réseau d'assainissement est un ensemble des ouvrages qui permettent de canaliser les eaux usées et pluviales à l'intérieur d'une agglomération (canalisation souterraines reliées entre elles). C'est un des éléments constitutif du système d'assainissement . Dans ce chapitre , on va étudier le réseau d'évacuation des eaux usées et ensuite on choisira le système qui assurer :

1-Une évacuation correcte des eaux sans stagnation

2-Les drains des eaux usées ménagères , et des eaux vannes .

II.2 Etude de l'évolution de la population :

On peut estimer le nombre d'habitant pour des horizons futurs , en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivant :

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

Avec :

P_f : Nombre d'habitant à l'horizon future

P_0 : Nombre d'habitant actuelle ($P_0 = 2150$ hab)

T : Taux d'accroissement ; $T = 2.7\%$ (APC TRIFAQUI) .

n : Nombre des années séparent l'année de référence et celle de notre horizon d'étude est 31 ans (2019-2050).

On a calculé le nombre d'habitant de notre zone d'étude de l'année 2050:

Le tableau suivant résume les résultats de la répartition de la population à différents horizons de l'année :

Tableau II.1.: Evolution de la population à différents horizons de calcul :

Années	2019	2025	2030	2035	2040	2045	2050
N° d'habitant (Khobna)	2150	2522	2881	3291	3759	4294	4905

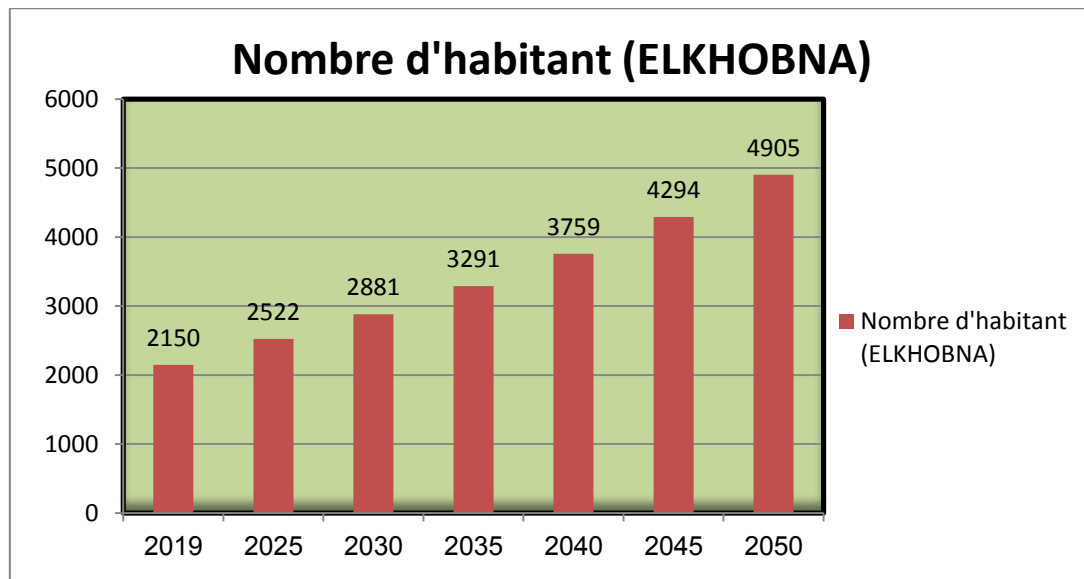


Figure II.1.: Histogramme de croissance de la population de ELKHOBNA .

II.3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaire :

Le bassin versant est une zone géographique drainée par un cours d'eau à son exutoire.

Pour repartir du site en sous bassins élémentaires on doit prendre les facteurs suivants :

La nature des sols ; La densité des habitants ; Les pentes et les contre pentes ; Les limites naturelles ; Les courbes niveau et Les routes et les voiries existantes .

II.4. Système d'évacuation des eaux usées et pluviales :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation à savoir :

1-Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses .

2-Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères , les eaux vannes , ainsi que les eaux résiduaires industrielles . Il est permis de changer un ou plusieurs réseaux de canalisations ou l'effluent s'écoule en général gravitairement .

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service :

1-Système unitaire.

2-Système séparatif.

3-Système pseudo séparatif

II.4.1.Système fondamentaux :**II.4.1.1.Système unitaire :**

Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation, Le premier flot d'orage fortement souillé, parvient jusqu'à l'aval du réseau, les déversoirs d'orages n'étant pas encore entrés en action, une partie des eaux de ruissellement est donc traitée dans la station d'épuration.

II.4.1.2.Système séparatif :

Le système séparatif se compose de deux réseaux : un réseau pour les eaux usées et un réseau pour les eaux pluviales. La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de section réduite en raison du volume limité des effluents en cause. C'est un système économique pour autant que l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet c'est-à-dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

Le recours à un assainissement séparatif peut être avantageux, en particulier pour l'équipement de quartiers résidentiels réalisés progressivement, si le réseau unitaire existant à l'aval, est sur le point d'être saturé, ou se trouve saturé.

II.4.1.3.Système pseudo séparatif :

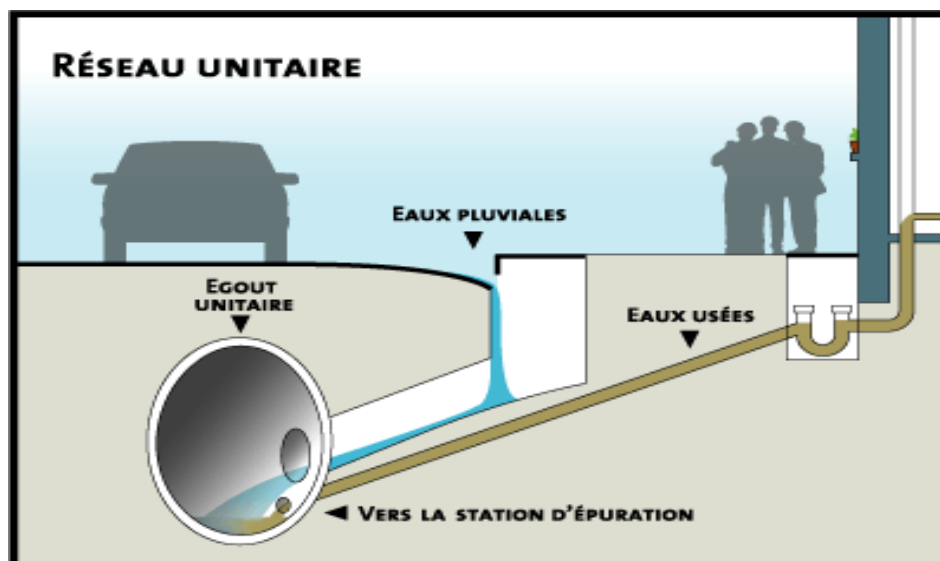
Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, etc ...) représentent une superficie importante avec de fortes pentes.

Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par habitation à un.

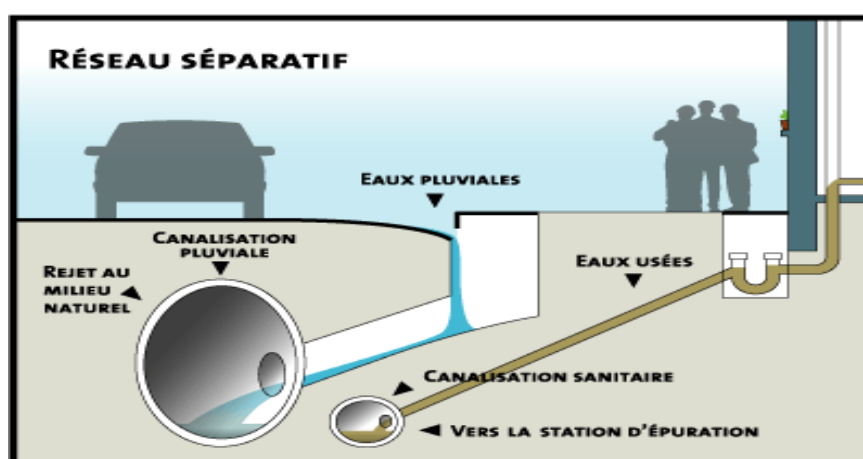
II.5.Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- 1- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire
- 2- Il faut tenir compte les conditions de rejet
- 3- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant
- 4- La topographie du terrain naturel



a) Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire



b) Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif

Tableau II.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux d'assainissement:

Système d'assainissement	Avantages	Inconvénients
Unitaire	- Simple - Un seul réseau - Pas de risques d'erreur de branchement	- Dilution des eaux de la STEP en période pluvieuse (débit très variable) - Ouvrages importants
Séparatif	- Permet d'évacuer- rapidement les eaux - Assure à la STEP un fonctionnement régulier	- Risques d'erreurs de branchement - Investissement important pour mise en place de 2 réseaux
Pseudo séparatif	- Eaux usées et eaux de ruissellement des habitations combinées - Pas de risque d'erreurs de branchement	- Investissement important pour mise en place de 2 réseaux

II.6: Schéma d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants:

II.6.1. Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

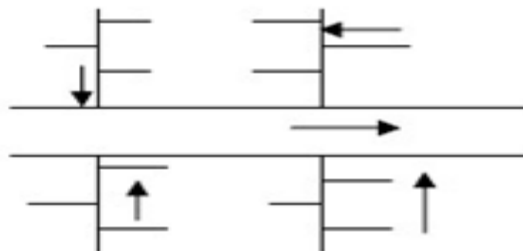


Figure II.2: Schéma perpendiculaire

II.6.2. Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral:

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge. Mais ce dispositif, par son défaut de pente, peut entraver le recours à l'écoulement gravitaire.

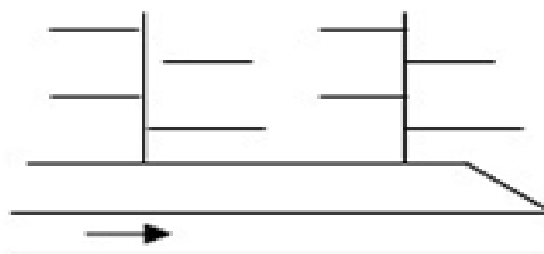


Figure II.3: Schéma par déplacement latéral

II.6.3. Schéma à collecteur transversal ou de collecteur oblique:

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent.

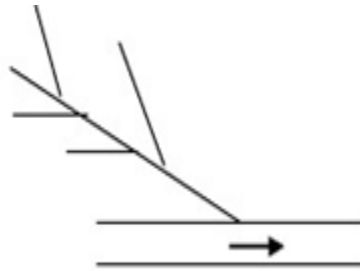


Figure II.4: Schéma transversal oblique

II.6.4. Schéma par zones étagées ou par intercepteur :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

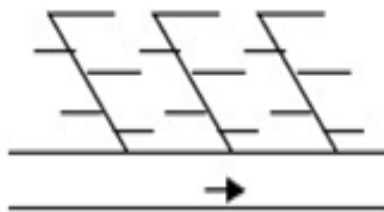


Figure II.5: Schéma par zone étagée.

II.6.5. Schéma à centre collecteur unique et schéma radial :

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points de l'agglomération, ou il est possible de reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations. Le système séparatif s'y relève tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve

toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle-même des sujétions semblables .

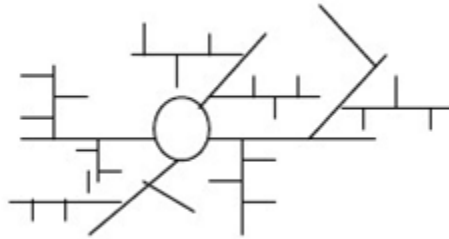


Figure II.6 : Schéma radial:

II.7.Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » sera pris égal au taux d'imperméabilisation.
Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie surface revêtue

$$C_r = A'/A \quad \text{Avec } C_r \geq 0.2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

- 1-La nature de sol
- 2-La pente du terrain
- 3-Le mode d'occupation du sol
- 4-La densité de la population
- 5-La durée de pluie .
- 6-L'humidité de l'air

II.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \sum \frac{A_i * C_i}{A} \quad \text{II.2}$$

Avec :

Ai: surface du sous bassin (ha) surface totale en (ha) Cri : coefficient de ruissellement partielle .

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré

i : numéro de sous bassin.

II.7.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau II.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation:

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitation très denses	0.90
Habitation denses	0.60-0.70
Habitation moins denses	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square-garde-prairie	0.05-0.20

II.7.3: Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau II.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée**

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70-0.95
Chaussée en brique	0.70-0.85
Toiture	0.75-0.95
Entrée de garage en gravier	0.15-0.30
Plat (pente < 2 %)	0.05-0.10
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10-0.15
Pente abrupt	0.15-0.20

II.7.4. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle découverte. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau II.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population:

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30-80	0.20-0.25
60-150	0.25-0.30
150-200	0.30-0.45
200-300	0.45-0.60
300-400	0.60-0.80
400 et plus	0.80-0.90

II.7.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :**Tableau II.6: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence:**

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Tableau II.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins:

N° de sous bassins	Aire en (ha)	Coefficients de ruissellements
I	9.94	0.27
II	3.85	0.30
III	8.48	0.28
V	2.43	0.25
IV	6.07	0.27
VI	1.53	0.41

II.8: Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

Pour connaitre le nombre exact d'habitants pour chaque sous bassins , on suit les étapes suivant :

- 1-On estime le coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins
- 2-On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total
- 3-On calcule la densité partielle de chaque sous bassins
- 4-On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins

II.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$Crp = \frac{\sum Ai * Cri}{A} = \frac{9.0869}{32.3} = 0.2813$$

Donc : $Crp = 0.2813$

II.8.2 Calcul de la densité partielle :

$$Di = \frac{Cri * Pt}{Crp * A} \quad \text{II.3}$$

Avec :

Di : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha) ;

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré ;

A : surface totale (ha) A=32.3 ha

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2050 = 4905 hab

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i * A_i$$

II.4

Les résultats de calcul du nombre habitants dans le tableau suivant :

Tableau II.8. Nombre d'habitants :

N° sous bassins	Aire en (ha)	Cri	Cri*A _i	Cri*Pt	Crp*A	D _i	P _i
I	9.94	0.27	2.6838	1324.35	9.0869	145.7428	1448.683
II	3.85	0.3	1.155	1471.5	9.0869	161.9364	623.4552
III	8.48	0.28	2.3744	1373.4	9.0869	151.1407	1281.673
V	2.43	0.25	0.6075	1226.25	9.0869	134.947	327.9212
IV	6.07	0.27	1.6389	1324.35	9.0869	145.7428	884.6586
6	1.53	0.41	0.6273	2011.05	9.0869	221.3131	338.609
Total	32.3	-	9.0869	-	-	-	4905

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents systèmes d'évacuation, avec le choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants en sous bassin (6 sous bassins), afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

En plus :

1. On a fixé l'horizon de calcul à 2050, soit une population future de 4905 habitants
2. Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire
- 3- Le schéma d'évacuation adopté est de type radial



Chapitre III

Evaluation des débits

2019- 2020

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
- D'empêcher la submersion des zones urbanisées ;
- D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

III.1 Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées :
C'est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre, typhoïde...). Donc il faut évacuer ces eaux hors agglomération.

III.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées, nous distinguons les :

- Eaux usées d'origine domestique.
- Eaux usées d'origine industrielle.
- Eaux usées du service public.
- Eaux parasites.

A. les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.) ;
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

B. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

C. Eaux claires parasites:

Est une eau qui se transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire (généralement très peu polluée), introduite dans

un système d'assainissement unitaire ou séparatif.

Ces eaux parasites peuvent se classer selon leur origine :

Eau claire parasite permanente (E.C.P.P) : il s'agit d'eaux d'infiltration diffuse de la nappe, qui peuvent s'introduire au niveau des (cassures, fissures, effondrement...), des anomalies d'assemblage (décalage , déboitement ...) d'étanchéité (infiltrations, racines)

Eau claire parasite de captages (E.C.P.C) : il s'agit d'intrusions d'eau pluviales dans un réseau d'assainissement « eaux usées » qui peuvent avoir plusieurs origines :

Des branchements incorrects de gouttières ou autres, de raccordements incorrects d'avaloirs et de grilles du réseau des eaux pluviales sous domaine public.

III.2 Estimation des débits :**III.2.1 Estimation des débits des eaux usées :**

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée

III.2.2: Estimation des débits des eaux claires parasites :

Les eaux claires parasites dans nombres réseaux représentent (10 – 15)% des débits d'eau usée total.

- Si les débits d'équipement sont forts on prend 15 % des débits d'eau usée de pointe.
- Si les débits d'équipement sont faibles on prend 10 % des débits d'eau usée de pointe.

Dans notre cas les débits d'équipement sont faibles alors les eaux claires représentent 10 % des débits d'eaux usées de pointe.

III.2.3: Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base de calcul une dotation d'eau potable de 150 l/j/ hab. (A.P.C de Trifaoui)

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée seront rejetées comme des eaux usées dans le réseau d'évacuation.

III.2.3.1 : Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{P_f * d * K_r}{86400} \quad \text{III.1}$$

Avec: Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s)

P_f : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab) d : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

K_r : Coefficient de rejets pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

III.2.3.2: Evaluation du débit de pointe:

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p * Q_{moyj} \quad \text{III.2}$$

K_p : coefficient de pointe , il est calculé à partir du débit moyen journalier comme suivant :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.81 \text{ l/s} \quad \text{III.3}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} \leq 2.81 \text{ l/s}$$

Avec : Q_{pte} : Débit de pointe ; Q_{moyj} : Débit moyen journalier ; K_p : Coefficient de pointe.

Dans le tableau suivant nous avons calculé le débit des eaux usées pour les équipements et les résultats comme suit :

Tableau III.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin:

No du sous bassin	Equipments	Unité de Mesure	N° d'unité	Dotation L/j/unité	$Q_{moy} m^3/j$	K_p	Q pointe m^3/j	$Q_{equipments}$ l/s
I	Mosquée	Fidèle	100	15	1.2	3	3.6	0.042
III	Mosquée	Fidèle	130	15	1.56	3	4.68	0.17
	Annexe commune	Employé	5	15	0.06	3	0.18	
	La poste	Employé	5	15	0.06	3	0.18	
	Ecole	Elève	365	10	2.92	2.96	8.64	
	Salle de sport	personne	40	10	0.32	3	0.96	
V	Clinique	Personne	4	15	0.048	3	0.252	0.058
	Ecole coranique	Elève	200	10	1.6	3	4.8	

Remarque : Les sous bassins (II et IV) ne contiennent pas des équipements

Pour sous bassin I :
$$Q_{moyj} = \frac{N \cdot d \cdot Kr}{1000} = \frac{100 \cdot 15 \cdot 0.8}{1000} = 1.2 m^3/j$$

$K_p = 3$ car $Q_{moyj} \leq 2.81 l/s$; Donc : $Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} = Q_{pte} = 3 \cdot 1.2 = 3.6 m^3/j$.

Tableau III.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées :

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	Dotation d'eau potable (l/j/hab)	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pte,usée} (l/s)	Q _{equip} (l/s)	Q _{eau Parasite} (l/s)	Q _{total} (l/s)	Q _{total} (m3/s)
I	9.94	1448	150	2.01	3	6.03	0.042	0.603	6.675	0.00675
II	3.85	623	150	0.87	3	2.61	-	0.261	2.871	0.00287
III	8.48	1282	150	1.78	3	5.34	0.17	0.534	6.044	0.00604
IV	2.43	328	150	0.46	3	1.38	-	0.138	1.518	0.00152
V	6.07	885	150	1.23	3	3.69	0.058	0.369	4.117	0.00412
VI	1.53	339	150	0.47	3	1.41	-	0.141	1.551	0.00155
Total	32.3	4905	150	6.82	-	20.46	0.27	2.046	22.776	0.02285

Pour le sous bassin I :

$Q_{moyj} = (P_f \cdot d \cdot 0.8) / 86400 = (1448 \cdot 150 \cdot 0.8) / 86400 = 2.01 l/s$

$K_p = 3$ car $Q_{moyj} = 2.01 l/s < 2.81 l/s$

$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} = 3 \cdot 2.01 = 6.03 l/s$

$Q_{eau parasite} = 10\% Q_{pte} = 6.03 \cdot 0.1 = 0.603 l/s$

$Q_{total} = Q_{eq} + Q_{pte} + Q_{eau parasite} = 0.042 + 6.03 + 0.603 = 6.675 l/s = 0.006675 m^3/s$

III.2.4: Evaluation du débit d'eaux pluviales :

Pour l'estimation des eaux pluviales, nous faisons un découpage de la superficie de l' agglomération en surfaces élémentaires, suivant des critères bien précis, ensuite nous attribuons à chaque surface élémentaire un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. Pour l'évaluation de débit des eaux pluviales nous distinguons deux méthodes :

III.2.4.1 : la méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir du découpage du bassin versant en secteurs limités par des lignes isochrones. Elle était utilisée depuis le 19ème siècle à partir (1851) c'est-à-dire avant l'apparition de l'outil informatique.

La méthode rationnelle a été définie suivant la formule suivante :

$$Q_{pl} = K * C * I * A \quad \text{III.4}$$

Avec :

Q_{pl} : débit d'eau de ruissellement (l/s)

A : Surface d'influence (ha)

C : coefficient de ruissellement.

I : intensité moyenne de précipitations (l/s/ha)

K : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace. Sa détermination est en fonction de la forme de la superficie de l'agglomération.

En général on prend $K=1$ (pluie uniforme dans l'espace)

III.2.4.2 : la méthode superficielle (méthode de Caquot) :

C'est un modèle déterministe de débit de pointe s'appliquant à toutes la surface considérée d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique que pour les surfaces urbaines drainées par des réseaux à moins d'ajuster les paramètres ,Caquot à proposé la formule suivant :

$$Q_{pl} = K_u^{1/4} * I_u^{1/4} * C_u^{1/4} * A_u^{3/4} \quad \text{III.5}$$

Avec :

Q_{pl} : débit pluvial de fréquence f, en (m3/s)

K_u, u, v, w : coefficient d'expression indiquée ci dessous

I : pente moyenne du collecteur des surfaces élémentaires

C : coefficient de ruissellement

S : surface des surfaces élémentaires

Les coefficients d'expressions sont donnés par K_u, u, v, w sont données par la relation :

$$K_u = \frac{0.5^{b(f)} * a(f)}{6.6}$$

$$v = 0.41 * (f)$$

$$u = 1 + 0.287 * (f)$$

$$w = 0.95 + (0.507 * b(f))$$

a(f) et b(f) sont des paramètres de la relation :

$$I(t,f)=a(f)*tb(f)$$

Où :I (t, f) : intensité de la pluie de durée t et de fréquence f.

Remarque :

La valeur de l'intensité moyenne de pluie de courte durée et de période de retour de 10 ans est de $I = 58.73 \text{ l/s/ha}$. (ONM 2017). En plus de ça le coefficient correcteur de l'intensité de pluie est égale : $\gamma = 0.55$ pour une durée de deux années.

$$\text{Donc } I = 58.73 * 0.55 = 29.37 \text{ l/s/ha}$$

Le tableau suivant résumé les résultats du débit pluviale dans la zone d'étude :

Tableau II.3.Détermination du débit pluviale :

N° Sous bassin	Cr	Intensité (l/s/ha)	Aire en (ha)	Q pl (l/s)
I	0.27	29.37	1.2	9.52
II	0.3	29.37	0.6	5.29
III	0.28	29.37	1.29	10.61
IV	0.25	29.37	0.32	2.35
V	0.27	29.37	0.72	5.71
VI	0.41	29.37	0.42	5.06

I- Pour sous bassin

$$Q_{pl} = K * C * I * A ; Q_{pl} = 1 * 0.27 * 29.37 * 1.2 ; Q_{pl} = 9.52 \text{ l/s}$$

II.2.5 : Evaluation du débit total :

Le tableau suivant résumé le résultat du débit total :

Tableau II.4.Détermination du débit total :

N° sous bassin	Q eaux usées (l/s)	Q eaux pluviaux (l/s)	Q total (l/s)	Q total (m^3/s)
I	6.675	9.52	16.3	0.0163
II	2.871	5.29	8.16	0.008
III	6.044	10.61	16.65	0.0167
IV	1.518	2.35	3.87	0.0039
IV	4.117	5.71	9.83	0.0098
VI	1.551	5.06	6.61	0.0066

Pour sous bassin I :

$$Q_{\text{totale}} = Q_{\text{eaux usées}} + Q_{\text{eaux pluviaux}} ; Q_{\text{total}} = 6.675 + 9.52 = 16.3 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{total}} = 25.71 \text{ l/s} = 0.0163 m^3/s$$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits à évacuer pour chaque sous bassin , ces débits se représentent par : les débits d'eaux usées , les débits d'eau parasites , les débits des équipements , et les débits pluviaux . Enfin les débits totaux de chaque sous bassin pour dimensionner les collecteurs , c'est résumés comme suit :

Sous bassin I : $0.0163m^3/s$; Sous bassin II : $0.008m^3/s$; Sous bassin III : $0.0167m^3/s$

Sous bassin IV : $0.0039m^3/s$; Sous bassin V : $0.0098m^3/s$; Sous bassin VI : $0.0066m^3/s$



Chapitre IV

Calcul Hydraulique

2019 - 2020

Introduction :

On ne peut concevoir ni exploiter un réseau d'égouts, pas plus qu'on ne peut connaître avec exactitude les équipements qui s'y rapportent, sans effectuer un certain nombre de calculs hydrauliques. Nous allons donc présenter les principales notions hydrauliques requises pour qu'on puisse calculer les débits, les vitesses, les hauteurs d'eau et les pentes dans les collecteurs d'égouts.

IV.1.Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joints et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Cote

Après analyse topographique et structurale du plan d'urbanisme directeur de notre agglomération, il en ressort que le schéma adopté est de type combiné, constitué :

D'un schéma de type radial où les collecteurs principaux disposés parallèlement aboutissent à un intercepteur transitant les eaux d'évacuation vers la STEP et le milieu naturel

IV.2.Dimensionnement du réseau :**IV.2.1.Condition d'écoulement et de dimensionnement :**

Le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 315 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section

IV.3. Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques:

Dans ce chapitre, on s'intéresse d'abord au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire qui couvre la grande partie de notre agglomération. Certaines hypothèses sont considérées pour ce mode de calcul à savoir :

1-L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier

2-La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

3-Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

4-L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q=V.S \quad \text{IV.1}$$

Avec : Q :Débit en (m^3/s) ; V :Vitesse d'écoulement en (m/s) ; S :Section mouille en (m^2)

IV.3.1.Diamètre nominal :

On a fixé le diamètre minimal de (PVC) à 315mm dans le cas du réseau unitaire

$$D=1.5\sqrt{Q_p}$$

Q_p : Débit de point (m^3/s).

IV.3.2. Calcul vitesse pleine section :

Tous les ouvrages se calcule d'une manière général par la formule de Chézy , cette formule donne comme suit :

$$V = C \sqrt{R_h} * \sqrt{I} \quad \text{IV.02}$$

Avec : R_h : Rayon hydraulique qui égal à $R_h = \frac{D}{4}$ pour les conduites circulaires coulant à pleine section ; I : La pente (m/m) ; C : Coefficient de Chézy est égale :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{IV.03}$$

; γ : Coefficient d'écoulement fonction de la nature de la paroi et de celle des eaux transportées.

Pour un réseau des eaux usées système unitaire le coefficient de Chézy est égale :

$$C = 60 R^{\frac{1}{4}} \quad \text{IV.04}$$

$$V_{ps} = 60 R^{\frac{3}{4}} * I^{\frac{1}{2}} \quad \text{IV.05}$$

IV.3.3. Calcul du débit à pleine section :

Le débit à pleine section donné par la relation suivant :

$$Q_{ps} = V_{ps} * S ; \quad \text{IV.06}$$

à partir de ces données , on pourrait déduire :

$$r_Q = \frac{Q_p}{Q_{ps}} \quad \text{IV.07}$$

et de l'abaque on trouve

$$r_V = \frac{V_e}{V_{ps}} \quad \text{IV.08}$$

$$r_h = \frac{H}{D} \quad \text{IV.09}$$

-Méthode empirique pour calculer r_v et r_h :

$$r_h = 0,1. (rQ^5) + 0,8. (rQ^{0.545}) \quad \text{IV.10}$$

$$r_v = -0,5. (rh^{11}) + 1,02. (rh^{0.365}) \quad \text{IV.11}$$

IV.3.4. Capacité d'auto curage:

Les conditions d'auto curage sont : -pour le ($\frac{1}{10}$) du débit à pleine section ($r_Q = 0.1$) cette condition est accessible si $V_e = 0.6 \text{ m/s}$.

C'est-à-dire : $r_Q = 0.1$ à partir de l'abaque , on trouve $r_V = 0.55$

Donc : $V_e = 0.55 * V_{ps}$ si $V_e \geq 0.6 \text{ m/s}$ la condition est vérifiée.

si $V_e < 0.6 \text{ m/s}$ la condition n'est pas vérifiée, donc on doit changer le diamètre ou la pente.

IV.4. Le Tableau suivant résume les résultats de calcul hydraulique du réseau :

Remarque:

Pour sous bassin I :

$Q_p = 0.0163 \text{ m}^3/\text{s}$; $\sum L = 2539 \text{ ml}$

Donc le débit spécifique est égale : $Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} = \frac{0.0163}{2539} = 0.00000642 \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Tableau IV.1. Résultat du calcul des paramètres hydraulique pour S-B-I

N°S-B	Tronçon	CTN		CP		L (ml)	I (mm)	Qtr (m^3/s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m^3/s)
		amont	aval	Amont	Aval						
I	Ra-R1	68.35	68.33	67.07	66.93	47	0.003	0.000302	315	0.49	0.04
	Rb-R2	68.32	68.31	66.95	66.79	54	0.003	0.000347	315	0.49	0.04
	Rc-R3	68.35	68.29	66.87	66.70	56	0.003	0.00036	315	0.49	0.04
	Rd-R4	68.31	68.32	67.13	66.64	163	0.003	0.001046	315	0.49	0.04
	Re-R5	68.29	68.30	66.81	66.51	100	0.003	0.000642	315	0.49	0.04
	Rf-R5	68.27	68.30	67.14	66.51	209	0.003	0.001342	315	0.49	0.04
	Rg-R6	68.30	68.31	66.59	66.42	57	0.003	0.000366	315	0.49	0.04
	Rh-R6	68.37	68.31	66.94	66.42	172	0.003	0.001104	315	0.49	0.04
	Ri-R7	68.35	68.32	66.49	66.28	70	0.003	0.000449	315	0.49	0.04
	Rj-R7	68.28	68.32	66.77	66.28	166	0.003	0.001066	315	0.49	0.04
	Rk-R8	68.31	68.33	66.40	66.17	78	0.003	0.000501	315	0.49	0.04
	RI-R8	68.34	68.33	66.65	66.17	160	0.003	0.001027	315	0.49	0.04
	Rm-R9	68.27	68.35	66.37	66.11	85	0.003	0.000546	315	0.49	0.04
	Rn-R9	68.31	68.35	66.58	66.11	156	0.003	0.001001	315	0.49	0.04
	Ro-R10	68.28	68.32	66.30	66.02	92	0.003	0.000591	315	0.49	0.04
	Rp-R10	68.26	68.32	66.49	66.02	158	0.003	0.001014	315	0.49	0.04
	Rq-R11	68.31	68.29	66.22	65.93	95	0.003	0.00061	315	0.49	0.04
	Rr-R11	68.34	68.29	66.38	65.93	151	0.003	0.000969	315	0.49	0.04
	Rs-R12	68.35	68.34	66.08	65.83	84	0.003	0.000539	315	0.49	0.04
	Rt-R12	68.33	68.34	66.29	65.83	154	0.003	0.000989	315	0.49	0.04
	Ru-R13	68.25	68.39	65.91	65.73	60	0.003	0.000385	315	0.49	0.04
	Rv-R13	68.36	68.39	66.24	65.73	172	0.003	0.001104	315	0.49	0.04
Somme	-	-	-	-	-	2539	-	0.0163	-	-	-

Pour tronçon Ra-R1:

$Q_{tr} = Q_{sp} * L = 0.00000642 * 47 = 0.000302 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau IV.2.Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-I :

N°S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement (m/s)	V(Qps/10)> 0.6	Observation
I	Ra-R1	0.01	0.36	0.06	0.18	0.27	curage périodique
	Rb-R2	0.01	0.37	0.06	0.18	0.27	curage périodique
	Rc-R3	0.01	0.37	0.06	0.18	0.27	curage périodique
	Rd-R4	0.03	0.46	0.11	0.22	0.27	curage périodique
	Re-R5	0.02	0.42	0.09	0.20	0.27	curage périodique
	Rf-R5	0.04	0.48	0.13	0.24	0.27	curage périodique
	Rg-R6	0.01	0.37	0.06	0.18	0.27	curage périodique
	Rh-R6	0.03	0.46	0.12	0.23	0.27	curage périodique
	Ri-R7	0.01	0.39	0.07	0.19	0.27	curage périodique
	Rj-R7	0.03	0.46	0.11	0.23	0.27	curage périodique
	Rk-R8	0.01	0.40	0.08	0.19	0.27	curage périodique
	RI-R8	0.03	0.46	0.11	0.22	0.27	curage périodique
	Rm-R9	0.01	0.40	0.08	0.20	0.27	curage périodique
	Rn-R9	0.03	0.46	0.11	0.22	0.27	curage périodique
	Ro-R10	0.02	0.41	0.08	0.20	0.27	curage périodique
	Rp-R10	0.03	0.46	0.11	0.22	0.27	curage périodique
	Rq-R11	0.02	0.41	0.08	0.20	0.27	curage périodique
	Rr-R11	0.03	0.45	0.11	0.22	0.27	curage périodique
	Rs-R12	0.01	0.40	0.08	0.20	0.27	curage périodique
	Rt-R12	0.03	0.45	0.11	0.22	0.27	curage périodique
	Ru-R13	0.01	0.36	0.06	0.18	0.27	curage périodique
	Rv-R13	0.01	0.37	0.06	0.18	0.27	curage périodique

Tableau IV.3.Résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-I:
(INTERCEPTEUR) :

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qp (m ³ /s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)
		amont	aval	Amont	Aval						
I	R1-R2	68.33	68.31	66.93	66.79	45.6	0.003	0.000302	315	0.49	0.04
	R2-R3	68.31	68.29	66.79	66.70	29.6	0.003	0.000648	315	0.49	0.04
	R3-R4	68.29	68.32	66.70	66.64	22.6	0.003	0.002054	315	0.49	0.04
	R4-R5	68.32	68.30	66.64	66.51	40.6	0.003	0.004038	315	0.49	0.04
	R5-R6	68.30	68.31	66.51	66.42	30.6	0.003	0.005508	315	0.49	0.04
	R6-R7	68.31	68.32	66.42	66.28	47.6	0.003	0.007023	315	0.49	0.04
	R7-R8	68.32	68.33	66.28	66.17	35.6	0.003	0.008551	315	0.49	0.04
	R8-R9	68.33	68.35	66.17	66.11	21.6	0.003	0.010098	315	0.49	0.04
	R9-R10	68.35	68.32	66.11	66.02	30.6	0.003	0.011703	315	0.49	0.04
	R10-R11	68.32	68.29	66.02	65.93	25.6	0.003	0.013282	315	0.49	0.04
	R11-R12	68.29	68.34	65.94	65.83	35.6	0.003	0.01481	315	0.49	0.04
	R12-R13	68.34	68.39	65.83	65.73	33.6	0.003	0.0163	315	0.49	0.04
	R13-R14	68.39	68.40	65.73	65.64	29.6	0.003	0.0163	315	0.49	0.04
	R14-R15	68.40	68.41	65.64	65.52	41.6	0.003	0.0163	315	0.49	0.04

Tableau IV.4.Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-I:(INTERCEPTEUR)

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement (m/s)	V (Qps/10) ≥ 0.6	Observation
I	R1-R2	0.01	0.36	0.06	0.18	0.27	Curage périodique
	R2-R3	0.02	0.42	0.09	0.20	0.27	Curage périodique
	R3-R4	0.05	0.53	0.16	0.26	0.27	Curage périodique
	R4-R5	0.11	0.60	0.24	0.29	0.27	Curage périodique
	R5-R6	0.14	0.64	0.28	0.31	0.27	Curage périodique
	R6-R7	0.18	0.67	0.32	0.33	0.27	Curage périodique
	R7-R8	0.22	0.70	0.35	0.34	0.27	Curage périodique
	R8-R9	0.27	0.72	0.39	0.35	0.27	Curage périodique
	R9-R10	0.31	0.74	0.42	0.36	0.27	Curage périodique
	R10-R11	0.35	0.76	0.45	0.37	0.27	Curage périodique
	R11-R12	0.39	0.78	0.48	0.38	0.27	Curage périodique
	R12-R13	0.43	0.79	0.51	0.39	0.27	Curage périodique
	R13-R14	0.43	0.79	0.51	0.39	0.27	Curage périodique
	R14-R15	0.43	0.79	0.51	0.39	0.27	Curage périodique

Tableau IV.5 récapitule les résultats de calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-II

Remarque:

$$Q_p = 0.008 \text{ m}^3/\text{s} ; \sum L = 563.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} = \frac{0.008}{563.8} = 0.000014.2 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qtr (m ³ /s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)
		amont	aval	Amont	Aval						
II	Ra-R1	68.20	68.15	66.912	66.75	54	0.003	0.000766	315	0.49	0.04
	Rb-R2	68.25	68.21	66.59	66.46	44	0.003	0.000624	315	0.49	0.04
	Rc-R2	68.2	68.21	66.66	66.46	68	0.003	0.000965	315	0.49	0.04
	Rd-R3	68.31	69.29	66.3165	66.1785	46	0.003	0.000653	315	0.49	0.04
	Re-R3	68.3	68.29	66.3765	66.1785	66	0.003	0.000937	315	0.49	0.04
	Rf-R4	68.33	68.5	66.0975	65.9715	42	0.003	0.000596	315	0.49	0.04
	Rg-R5	68.34	69.68	65.0865	65.6895	39	0.003	0.000553	315	0.49	0.04
	Rh-R5	68.32	69.68	66.0345	65.6895	115	0.003	0.001632	315	0.49	0.04
	R5-R6	69.68	69.5	65.6895	65.42	35.6	0.0075	0.000505	315	0.77	0.06
	R6-R7	69.5	69.44	65.42	65.19	30.6	0.0075	0.000434	315	0.77	0.06
	R7-R8	69.44	68.34	65.19	65.04	23.6	0.0065	0.000335	315	0.72	0.06
Somme		--	--	--	--	563.8	--	0.008	--	--	--

Pour tronçon Ra-R1:

$$Q_{tr} = Q_{sp} * L = 0.0000142 * 54 = 0.000766 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.6 ci-dessous enregistre la vérification des conditions d'auto curage pour S-B-II :

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	Rh	Condition d'auto curage		
					V écoulement m/s	V(Qps/10) ≥ 0.6	Observation
II	Ra-R1	0.02	0.43	0.10	0.21	0.27	Curage périodique
	Rb-R2	0.02	0.42	0.09	0.20	0.27	Curage périodique
	Rc-R2	0.03	0.45	0.11	0.22	0.27	Curage périodique
	Rd-R3	0.02	0.42	0.09	0.20	0.27	Curage périodique
	Re-R3	0.02	0.45	0.11	0.22	0.27	Curage périodique
	Rf-R4	0.02	0.41	0.08	0.20	0.27	Curage périodique
	Rg-R5	0.01	0.41	0.08	0.20	0.27	Curage périodique
	Rh-R5	0.04	0.50	0.14	0.25	0.27	Curage périodique
	R5-R6	0.01	0.36	0.06	0.28	0.42	Curage périodique
	R6-R7	0.01	0.35	0.05	0.27	0.42	Curage périodique
	R7-R8	0.01	0.34	0.05	0.24	0.40	Curage périodique

Tableau IV.7 ci-dessous récapitule les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-II :(INTERCEPTEUR):

N°S-B	Tronçon	CTN		CP		L(m)	I (m/m)	Qtr (m³/s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)
		amont	aval	amont	Aval						
II	R1-R2	68.15	68.21	66.75	66.46	38.6	0.0075	0.000766	315	0.77	0.06
	R2-R3	68.21	68.29	66.46	66.18	37.6	0.0075	0.002355	315	0.77	0.06
	R3-R4	68.29	68.5	66.18	65.97	27.6	0.0075	0.003944	315	0.77	0.06
	R4-R5	68.5	69.68	65.97	65.69	37.6	0.0075	0.00454	315	0.77	0.06
	R5-R6	69.68	69.5	65.69	65.42	35.6	0.0075	0.007231	315	0.77	0.06
	R6-R7	69.5	69.44	65.42	65.19	30.6	0.0075	0.007665	315	0.77	0.06
	R7-R8	69.44	68.34	65.19	65.04	23.6	0.0065	0.008	315	0.72	0.06

Tableau IV.8. Récapitule les résultats des conditions d'auto curage pour S-B-II (INTERCEPTEUR):

N°S-B	Tronçon	rQ	rV	Rh	Condition d'auto curage		
					V écoulement (m/s)	V(Qps/10) ≥ 0.6	Observation
II	R1-R2	0.01	0.39	0.07	0.30	0.42	Curage périodique
	R2-R3	0.04	0.49	0.14	0.38	0.42	Curage périodique
	R3-R4	0.07	0.55	0.18	0.42	0.42	Curage périodique
	R4-R5	0.08	0.56	0.20	0.43	0.42	Curage périodique
	R5-R6	0.12	0.62	0.25	0.48	0.42	Curage périodique
	R6-R7	0.13	0.62	0.26	0.48	0.42	Curage périodique
	R7-R8	0.14	0.64	0.28	0.46	0.40	Curage périodique

Tableau IV.9 ci-dessous : Résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-III

Remarque:

$$Q_p = 0.0167 \text{ m}^3/\text{s} ; \sum L = 1711 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} = \frac{0.0167}{1711} = 0.00000976 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Q _{tr} (m ³ /s)	D (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)
		amont	aval	amont	Aval						
III	Ra-R1	68.57	68.61	67.5	67.21	95	0.003	0.000927	315	0.49	0.04
	Rb-R1	68.31	68.61	67.56	67.21	117	0.003	0.001142	315	0.49	0.04
	Rc-R2	68.59	68.29	67.20	66.94	88	0.003	0.000859	315	0.49	0.04
	Rd-R2	68.36	68.29	67.3	66.94	119	0.003	0.001161	315	0.49	0.04
	Re-R3	68.64	68.23	67	66.77	76	0.003	0.000742	315	0.49	0.04
	Rf-R3	68.42	68.23	67.14	66.77	123	0.003	0.001201	315	0.49	0.04
	Rg-R4	68.85	68.25	66.79	66.57	72	0.003	0.000703	315	0.49	0.04
	Rh-R4	68.50	68.25	66.95	66.57	125	0.003	0.00122	315	0.49	0.04
	Ri-R5	68.63	68.18	66.52	66.3	73	0.003	0.000713	315	0.49	0.04
	Rj-R5	68.28	68.18	66.67	66.3	123	0.003	0.001201	315	0.49	0.04
	Rk-R7	68.62	68.04	66.31	66.05	85	0.003	0.00083	315	0.49	0.04
	RI-R7	68.36	68.04	66.39	66.05	112	0.003	0.001093	315	0.49	0.04
	Rm-R8	68.59	68.15	66.2	65.86	112	0.003	0.001093	315	0.49	0.04
	Rn-R9	68.57	68.25	65.96	65.70	85	0.003	0.00083	315	0.49	0.04
	Ro-R9	68.66	68.25	66.04	65.70	112	0.003	0.001093	315	0.49	0.04
	Rp-R10	68.53	68.41	65.69	65.44	84	0.003	0.00082	315	0.49	0.04
	Rq-R10	68.47	68.41	65.77	65.44	110	0.003	0.001074	315	0.49	0.04
Somme	--	--	--	--	--	1711	--	0.0167	--	--	--

Pour le tronçon Ra-R1:

$$Q_{tr} = Q_{sp} * L = 0.00000976 * 95 = 0.000927 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.10 ci-dessous montre la Vérification des conditions d'auto curage :

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement (m/s)	V (Q _{ps} /10 ≥ 0.6)	Observation
III	Ra-R1	0.02	0.45	0.11	0.22	0.27	Curage périodique
	Rb-R1	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rc-R2	0.02	0.44	0.10	0.22	0.27	Curage périodique
	Rd-R2	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Re-R3	0.02	0.43	0.09	0.21	0.27	Curage périodique
	Rf-R3	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rg-R4	0.02	0.43	0.09	0.21	0.27	Curage périodique
	R8h-R4	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Ri-R5	0.02	0.43	0.09	0.21	0.27	Curage périodique
	Rj-R5	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rk-R7	0.02	0.44	0.10	0.21	0.27	Curage périodique
	RI-R7	0.03	0.46	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rm-R8	0.03	0.46	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rn-R9	0.02	0.44	0.10	0.21	0.27	Curage périodique
	Ro-R9	0.03	0.46	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rp-R10	0.02	0.44	0.10	0.21	0.27	Curage périodique
	Rq-R10	0.03	0.46	0.11	0.23	0.27	Curage périodique

Tableau IV.11 ci-dessous indique les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-III: (INTERCEPTEUR)

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qp (m³/s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)
		amont	Aval	amont	Aval						
III	R1-R2	68.61	68.29	67.21	66.94116	37.6	0.715	0.002069	315	0.75	0.06
	R2-R3	68.29	68.23	66.94116	66.76527	24.6	0.715	0.00409	315	0.75	0.06
	R3-R4	68.23	68.25	66.76527	66.56793	27.6	0.715	0.006032	315	0.75	0.06
	R4-R5	68.25	68.18	66.56793	66.29194	38.6	0.715	0.007955	315	0.75	0.06
	R5-R6	68.18	68.12	66.29194	66.2233	9.6	0.715	0.009868	315	0.75	0.06
	R6-R7	68.12	68.04	66.2233	66.05456	23.6	0.715	0.009868	315	0.75	0.06
	R7-R8	68.04	68.15	66.05456	65.85722	27.6	0.715	0.011791	315	0.75	0.06
	R8-R9	68.15	68.25	65.85722	65.70278	21.6	0.715	0.012884	315	0.75	0.06
	R9-R10	68.25	68.41	65.70278	65.44109	36.6	0.715	0.014806	315	0.75	0.06
	R10-R11	68.41	68.29	65.44109	65.1937	34.6	0.715	0.0167	315	0.75	0.06
	R11-R12	68.29	68.32	65.1937	64.93916	35.6	0.715	0.0167	315	0.75	0.06
	R12-R13	68.32	68.46	64.93916	64.62027	44.6	0.715	0.0167	315	0.75	0.06

Tableau IV.12 ci-dessous montre la vérification des conditions d'auto curage pour S-B-III (INTERCEPTEUR) :

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement (m/s)	V (Qps/10 ≥ 0.6)	Observation
III	R1-R2	0.04	0.48	0.13	0.36	0.41	Curage périodique
	R2-R3	0.07	0.55	0.19	0.42	0.41	Curage périodique
	R3-R4	0.10	0.60	0.23	0.45	0.41	Curage périodique
	R4-R5	0.14	0.63	0.27	0.48	0.41	Curage périodique
	R5-R6	0.17	0.66	0.30	0.50	0.41	Curage périodique
	R6-R7	0.17	0.66	0.30	0.50	0.41	Curage périodique
	R7-R8	0.20	0.68	0.33	0.52	0.41	Curage périodique
	R8-R9	0.22	0.70	0.35	0.52	0.41	Curage périodique
	R9-R10	0.25	0.71	0.38	0.54	0.41	Curage périodique
	R10-R11	0.28	0.73	0.40	0.55	0.41	Curage périodique
	R11-R12	0.28	0.73	0.40	0.55	0.41	Curage périodique
	R12-R13	0.28	0.73	0.40	0.55	0.41	Curage périodique

Tableau IV.13 ci-dessous indique les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-IV :

Remarque :

$$Qp = 0.0039 m^3/s ; \quad \sum L = 266.6 m$$

$$\text{Donc } Q_{sp} = \frac{Qp}{\sum L} = \frac{0.0039}{266.6} = 0.0000146 m^3/s/m.$$

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qtr (m³/s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)
		amont	Aval	amont	aval						
IV	R1-R2	69.63	69.67	68.23	67.71	35	0.015	0.000512	315	1.09	0.09
	R2-R3	69.67	68.96	67.71	67.18	35	0.015	0.001024	315	1.09	0.09
	R3-R4	68.96	69	67.18	66.66	35	0.015	0.001536	315	1.09	0.09
	R4-R5	69	68.89	66.66	66.13	35	0.015	0.002048	315	1.09	0.09
	R5-R6	68.89	68.76	66.13	65.61	35	0.015	0.00256	315	1.09	0.09
	R6-R7	68.76	68.71	65.61	65.09	35	0.0146	0.003072	315	1.08	0.08
	R7-R8	68.71	69.07	65.09	64.58	35	0.0146	0.003584	315	1.08	0.08
	R8-R9	69.07	68.85	64.58	64.27	21.6	0.0145	0.0039	315	1.07	0.08
Somme	--	--	--	--	--	266.6		0.0039			

Pour tronçon R1-R2 :

$$Q_{tr} = Q_{sp} * L = 0.0000146 * 35 = 0.000512 m^3/s$$

Tableau IV.14 ci-dessous montre la Vérification des conditions d'auto curage pour S-B-IV :

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement (m/s)	V(Qps/10 ≥ 0.6)	Observation
IV	R1-R2	0.01	0.34	0.05	0.37	0.60	Vérifié
	R2-R3	0.01	0.39	0.07	0.43	0.60	Vérifié
	R3-R4	0.02	0.42	0.09	0.46	0.60	Vérifié
	R4-R5	0.02	0.45	0.10	0.49	0.60	Vérifié
	R5-R6	0.03	0.47	0.12	0.51	0.60	Vérifié
	R6-R7	0.04	0.49	0.13	0.52	0.59	Vérifié
	R7-R8	0.04	0.50	0.14	0.54	0.59	Vérifié
	R8-R9	0.05	0.51	0.15	0.55	0.59	Vérifié

Tableau IV.15 ci-dessous montre les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-V :

Remarque :

$$Q_p = 0.0098 \text{ m}^3/\text{s} ; \sum L = 922.4 \text{ ml}$$

$$\text{Donc: } Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} = \frac{0.0098}{922.4} = 0.00001062 \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qtr m³/s	D (mm)	Vps m/s	Qps m³/s
		amont	aval	Amont	Aval						
V	R1-R2	67.37	67.25	65.97	65.62	38.6	0.003	0.00041	315	0.49	0.04
	R2-R3	67.25	67.2	65.62	65.30	35.6	0.003	0.000378	315	0.49	0.04
	R3-R4	67.2	67.09	65.30	65.06	26.6	0.003	0.000283	315	0.49	0.04
	R4-R5	67.09	67.09	65.06	64.62	44.6	0.003	0.000474	315	0.49	0.04
	Ra-R6	68.58	67.09	64.96	64.34	205	0.003	0.002178	315	0.49	0.04
	Rb-R7	68.64	67.63	64.62	63.98	213	0.003	0.002263	315	0.49	0.04
	Rc-Rd	68.85	68.18	64.41	64.07	113	0.003	0.001201	315	0.49	0.04
	Re-Rf	68.62	68.63	64.48	64.15	109	0.003	0.001158	315	0.49	0.04
	Rf-Rd	68.63	68.18	64.15	64.07	25	0.003	0.000266	315	0.49	0.04
	Rd-R8	68.18	67.72	64.07	63.73	112	0.003	0.00119	315	0.49	0.04
Somme	--	--	--	--	--	922.4		0.0098	--	--	--

Pour tronçon R1-R2 :

$$Q_{tr} = Q_{sp} * L = 0.00001062 * 38.6 = 0.00041 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.16 ci-dessous montre la vérification des conditions d'auto curage :

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement(m/s)	V(Qps/10 ≥ 0.6)	Observation
V	R1-R2	0.01	0.38	0.07	0.19	0.27	Curage périodique
	R2-R3	0.01	0.38	0.06	0.18	0.27	Curage périodique
	R3-R4	0.01	0.35	0.06	0.17	0.27	Curage périodique
	R4-R5	0.01	0.39	0.07	0.19	0.27	Curage périodique
	Ra-R6	0.06	0.53	0.17	0.26	0.27	Curage périodique
	Rb-R7	0.06	0.54	0.17	0.26	0.27	Curage périodique
	Rc-Rd	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Re-Rf	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	Rf-Rd	0.01	0.35	0.05	0.17	0.27	Curage périodique
	Rd-R8	0.03	0.47	0.12	0.23	0.27	Curage périodique

Tableau IV.17 ci-dessous montre les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-V: (INTERCEPTEUR)

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qp m ³ /s	D (mm)	Vps m/s	Qps m ³ /s
		amont	aval	amont	aval						
V	R1-R2	67.37	67.25	65.97	65.62	38.6	0.009	0.00041	315	0.85	0.07
	R2-R3	67.25	67.2	65.62	65.30	35.6	0.009	0.000788	315	0.85	0.07
	R3-R4	67.2	67.09	65.30	65.06	26.6	0.009	0.001071	315	0.85	0.07
	R4-R5	67.09	67.09	65.06	64.62	44.6	0.010	0.001545	315	0.89	0.07
	R5-R6	67.09	67.48	64.62	64.34	27.6	0.010	0.001545	315	0.89	0.07
	R6-R7	67.48	67.63	64.34	63.98	33.6	0.0106	0.003723	315	0.92	0.07
	R7-R8	67.63	67.72	63.98	63.73	23.6	0.0106	0.005986	315	0.92	0.07
	R8-R9	67.72	67.90	63.73	63.52	21	0.010	0.0098	315	0.89	0.07

Tableau IV.18 ci-dessous montre la vérification des conditions d'auto curage:

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement(m/s)	V(Qps/10 ≥ 0.6)	Observation
V	R1-R2	0.01	0.34	0.05	0.29	0.47	Curage périodique
	R2-R3	0.01	0.39	0.07	0.33	0.47	Curage périodique
	R3-R4	0.02	0.41	0.08	0.35	0.47	Curage périodique
	R4-R5	0.02	0.44	0.10	0.39	0.49	Curage périodique
	R5-R6	0.02	0.44	0.10	0.39	0.49	Curage périodique
	R6-R7	0.05	0.52	0.16	0.48	0.51	Curage périodique
	R7-R8	0.08	0.57	0.21	0.53	0.51	Curage périodique
	R8-R9	0.14	0.64	0.28	0.57	0.49	Curage périodique

Tableau IV.19 ci-dessous montre les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-VI :

Remarque pour $Q_p = 0.0066 \text{ m}^3/\text{s}$; $\sum L = 271 \text{ ml}$; Donc:
 $Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} = \frac{0.0066}{271} = 0.0000244 \text{ m}^3/\text{s/ml}$

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qp (m ³ /s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)
VI	Ra-R1	68.87	68.84	67.47	67.47	56	0.003	0.001364	315	0.49	0.04
	Rb-R2	68.84	68.79	66.85	66.85	60	0.003	0.001461	315	0.49	0.04
	Rc-R3	68.79	68.71	66.17	66.17	40	0.003	0.000974	315	0.49	0.04
	Rd-R4	68.71	68.73	65.57	65.57	57	0.003	0.001388	315	0.49	0.04
	R5-R6	68.73	68.85	64.91	64.30	58	0.0219	0.001413	315	1.32	0.10
Somme	--	--	--	--	--	271	--	0.0066	--	--	--

Pour tronçon Ra-R1 :

$$Q_{tr} = Q_{sp} * L = 0.0000244 * 56 = 0.001364 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.20 ci-dessous montre la vérification des conditions d'auto curage pour S-B-VI :

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement m/s	V (Qps/10 ≥ 0.6)	Observation
VI	R1-R2	0.03	0.42	0.12	0.21	0.27	Curage périodique
	R2-R3	0.03	0.48	0.13	0.24	0.27	Curage périodique
	R3-R4	0.02	0.44	0.10	0.22	0.27	Curage périodique
	R4-R5	0.03	0.48	0.12	0.23	0.27	Curage périodique
	R5-R6	0.01	0.39	0.07	0.52	0.73	Vérifié

Tableau IV.21 ci-dessous montre les résultats du calcul des paramètres hydrauliques pour S-B-VI: (INTERCEPTEUR)

N° S-B	Tronçon	CTN		CP		L (m)	I (m/m)	Qp (m ³ /s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)
VI	R1-R2	68.87	68.84	67.47	66.85	34.6	0.018	0.001364	315	1.20	0.09
	R2-R3	68.84	68.79	66.85	66.17	37.6	0.018	0.002825	315	1.20	0.09
	R3-R4	68.79	68.71	66.17	65.57	33.6	0.018	0.003799	315	1.20	0.09
	R4-R5	68.71	68.73	65.57	64.91	34.6	0.0191	0.005187	315	1.23	0.10
	R5-R6	68.73	68.85	64.91	64.30	27.6	0.0219	0.0066	315	1.32	0.10
	R6-R7	68.85	68.81	64.30	63.36	42.6	0.02207	0.0066	315	1.33	0.10

Tableau IV.22 ci-dessous montre la vérification des conditions d'auto curage pour S-B-VI: (INTERCEPTEUR)

N° S-B	Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
					V écoulement m/s	V (Qps/10 ≥ 0.6)	Observation
VI	R1-R2	0.01	0.32	0.08	0.39	0.66	Vérifié
	R2-R3	0.03	0.47	0.12	0.56	0.66	Vérifié
	R3-R4	0.04	0.50	0.14	0.60	0.66	Vérifié
	R4-R5	0.05	0.53	0.16	0.65	0.68	Vérifié
	R5-R6	0.06	0.54	0.18	0.72	0.73	Vérifié
	R6-R7	0.06	0.54	0.18	0.72	0.73	Vérifié

Tableau V-23 ci-dessous montre les résultat du calcul des paramètres hydrauliques (Intercepteur):

Tronçon	CTN		CP		L (m)	I m/m	Qp (m ³ /s)	D (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)
R1-R5	68.41	68.34	65.52	65.04	159.6	0.003	0.0163	315	0.49	0.04
R5-R9	68.34	68.46	65.04	64.62	140.6	0.003	0.0243	315	0.49	0.04
R9-R12	68.46	68.85	64.62	64.27	115.6	0.003	0.041	315	0.49	0.04
R12-R19	68.85	67.90	64.27	63.51	254.6	0.003	0.0449	400	0.58	0.07
R19-R20	67.90	68.31	63.51	63.36	49	0.003	0.0547	400	0.58	0.07
R20-R26	68.31	68.29	63.36	62.66	235	0.003	0.0613	400	0.58	0.07

Tableau IV.24 ci-dessous montre la vérification des conditions d'auto curage :

Tronçon	rQ	rV	rH	Condition d'auto curage		
				V écoulement m/s	V(Qps/10 ≥ 0.6	Observation
R1-R5	0.43	0.79	0.51	0.39	0.27	Curage périodique
R5-R9	0.64	0.86	0.64	0.42	0.27	Curage périodique
R9-R12	1.08	0.62	0.98	0.30	0.27	Curage périodique
R12-R19	0.61	0.85	0.62	0.50	0.32	Curage périodique
R19-R20	0.75	0.89	0.70	0.52	0.32	Curage périodique
R20-R26	0.84	0.90	0.77	0.53	0.32	Curage périodique

Pour le tronçon R5-R9 ; $Q_p = 0.0163 + 0.008 = 0.0243 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour le tronçon R9-R12 ; $Q_p = 0.0243 + 0.0167 = 0.041 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour le tronçon R12-R19 ; $Q_p = 0.041 + 0.0039 = 0.0449 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour le tronçon R19-R20 ; $Q_p = 0.0449 + 0.0098 = 0.0547 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour le tronçon R20-R26 ; $Q_p = 0.0547 + 0.0066 = 0.0613 \text{ m}^3/\text{s}$.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

Nous pouvons conclure que : D'après nos calculs des débits des eaux usées et le dimensionnement de notre réseau d'assainissement que le réseau est bien vérifié et justifié vis-à-vis les conditions d'écoulement gravitaires des eaux usées surtout avec la recommandation de curage périodique pour bien gérer l'écoulement gravitaire du réseau conçu pour l'assainissement des différentes eaux usées.



Chapitre V

Les éléments Constitutifs d'un réseau d'assainissement

2019 – 2020

Introduction :

Le réseau d'assainissement se subdivise en deux ouvrages :

1- Ouvrages principaux : Les ouvrages principaux comprennent :

A-Des tuyaux circulaires

B-Des tuyaux ovoïdes préfabriqués

C-Des ouvrages visitables de profils particuliers, limités aux grands centres urbains

2- Ouvrages annexes: Les ouvrages annexes comprennent :

- Regard de visite
- Bouches d'égout
- Regards borgnes
- Branchements particuliers
- Stations de relèvement
- Déversoirs d'orage
- Bassin de rétention

V.1. Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval ; suivant la grandeur de leur section, on les classe ainsi :

- Collecteur principal, pour les grands diamètres supérieurs à $\varnothing 800$;
- Collecteur secondaire, pour les diamètres compris entre $\varnothing 400$ et $\varnothing 800$;
- Collecteur tertiaire, pour les diamètres inférieurs ou égaux à $\varnothing 300$.

Les conduites d'assainissement existantes sur le marché peuvent être distinguées en 2 catégories selon leurs modes de fabrication :

- Conduite préfabriquées : elles sont généralement circulaires.
- Conduites coulées sur place et pouvant avoir les formes les plus diverses : circulaires, ovoïdes normalisés ou non, dalots, en voûte.

Les tuyaux circulaires sont désignés par leur diamètre intérieur, dit diamètre nominal, exprimé en mm. Les tuyaux ovoïdes sont désignés par leur hauteur intérieure, dite nominale, exprimée en centimètres.

V.1.1.Canalisations :**V1.1.1Conduites préfabriquées:**

On distingue selon la nature des matériaux utilisés :

- les conduites en béton comprimé ou vibré non armé

- les conduites en béton armé
- les conduites en amiante-ciment
- les conduites en P.V.C.

A- Conduites en béton comprimé ou vibré non armé

Elles figurent parmi les plus anciens produits réalisés en béton.

Domaine d'utilisation :

Bien qu'elles continuent à être utilisées à l'heure actuelle, leur usage devient de moins en moins courant au niveau de l'ossature des réseaux. Les conduites en béton comprimé sont parfois utilisées pour la réalisation des branchements particuliers de 200 mm et les raccordements des bouches d'égout de diamètre 300 mm.



Figure V.1 : Conduites en béton non armé

B-Conduites en béton armé:

Parmi les conduites en béton armé fabriquées et largement utilisées au Maroc dans le domaine de l'assainissement on trouvera :

- les conduites en béton vibré armé
- les conduites en béton centrifugé ordinaire (CAO)
- les conduites en béton précontraint

C-Conduites en amiante-ciment**Procédure de Fabrication :**

Le tuyau en amiante - ciment est formé sur un mandrin parfaitement lisse par enroulement continu et compression de couches minces successives d'une matière constituée d'un mélange intime de fibres d'amiante et de ciment Portland. Les couches de ce mélange ont une épaisseur de quelques dixièmes de millimètres et en subissant une forte compression mécanique au fur et à mesure de leur enroulement sur le mandrin augmentent la compacité des tuyaux et lui confèrent une bonne étanchéité. Les tuyaux, une fois formés, sont démandrinés puis immergés pendant plusieurs jours dans des bassins

de mûrissement où s'effectue leur durcissement. Après séchage, les tuyaux sont repris et leurs extrémités sont usinées afin de permettre la réalisation des assemblages

D-Tuyaux en PVC:

Ces tuyaux deviennent de plus en plus utilisés dans le domaine de l'assainissement liquide. Certaines industries ont déjà commencé la fabrication de ces tuyaux pour des diamètres ne dépassant pas 500 mm. Ces tuyaux plus légers seront encore plus intéressants au niveau du prix.

La fabrication est parfaitement contrôlable au laboratoire. La tenue à l'ovalisation des tubes en PVC peut être mesurée par leur 'module de rigidité' qui permet de les classer en 'classes de rigidité'. Les tuyaux en PVC sont prévus avec joint collé ou avec joints en caoutchouc.

Leur résistance chimique est remarquable: ils ne craignent rien des effluents domestiques ni de leurs produits de décomposition (H_2S , acide sulfurique). Même en milieu sulfurique concentré, ils sont inaltérés. Ils sont donc particulièrement recommandés pour les effluents acides jusqu'à 70% de concentration. C'est le tuyau recommandé pour les installations de teintureries, de l'industrie chimique, de savonnerie, d'effluents très salés, etc...

Leur capacité hydraulique est aussi excellente. On peut affirmer que le coefficient de rugosité des canalisations en PVC est le meilleur de tous les matériaux d'assainissement. Bien sûr, en eaux usées tous les matériaux finissent par se tapisser d'un film gras ce qui implique que leur capacité d'écoulement arrive à se rapprocher les uns des autres, mais ce n'est pas le cas en canalisation pluviale ou en système unitaire.

Leur résistance à l'abrasion est très supérieure, particulièrement en présence de sable, à celle des autres matériaux.

Sensibilité au U.V. : le PVC est sensible aux rayons ultraviolets, il faudra donc éviter de le stocker au soleil, mais il faut bien dire que cette attaque n'est sensible qu'après plusieurs mois.

De plus, ces tuyaux sont très légers. Cette qualité les rend très compétitifs pour des sites éloignés de Casablanca, leur lieu de fabrication, et pour leur utilisation dans les zones difficiles d'accès : Médina, habitat précaire.

Il semble que le PVC soit le matériel idéal pour la construction des réseaux jusqu'au 400 mm. Dans quelques temps, il devrait prendre une place importante du fait de son prix attractif et de ses qualités.

V.1.2. Ouvrages visitables de profils particuliers :

Les ouvrages visitables particuliers réalisés dans les grands centres urbains peuvent se classer en diverses catégories.

V.1.2.1. Egouts ordinaires à cunette :

Les égouts ordinaires à cunette permettent un bon écoulement des eaux, il en existe de plus ou moins anciens, et de dimensions variables.

V.1.2.2.Egouts à cunette et banquette :

Ils comprennent une cunette centrale et deux banquettes latérales..

La banquette permet la circulation en temps sec pour l'entretien

V.2. Ouvrages annexes :

Ces ouvrages sont nécessaires au bon fonctionnement d'un réseau d'assainissement. Les principaux ouvrages sont :

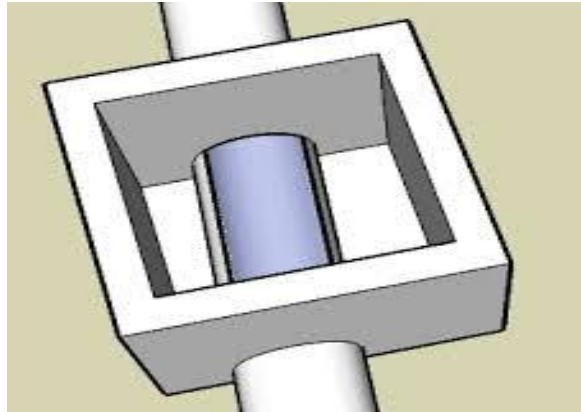
V.2.1.Regards**V.2.1.1.Regards de visite:**

Le rôle des regards de visite est de permettre l'accès aux canalisations pour les curages; de plus, ils assurent la ventilation des égouts L'implantation des regards de visite sera recommandée sur les collecteurs dans les cas suivants :

- à chaque jonction entre deux collecteurs;
- à chaque changement de direction;
- à chaque changement de section ;
- à chaque changement de pente;
- à tous les 40 à 50 mètres pour les conduites de diamètre inférieur à 1000 mm;
- à tous les 80 à 120 mètres pour les conduites de diamètre supérieur à 1000 mm



Figure V.2. Regard de visite

V.2.1.2.Regard de jonction ;**Figure V.3 Regard de jonction****V.2.1.3.Regard latéral;****V.2.1.4.Regard de chute :**

Ils sont placés dans les terrains à forte pente ;

**Figure V.4. Regard de chute****V.2.2.Bouches d'égout:**

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout, soit unitaire soit pluvial en système séparatif, des eaux de pluie.

Les bouches d'égout comprennent :

- un radier dont l'épaisseur minimale est de 8 cm;
- un branchement de raccordement à la canalisation principale, dont le diamètre minimal est de 0,30 m;
- une cheminée verticale en éléments préfabriqués, en maçonnerie ou en béton dont, en cas de béton armé, l'épaisseur minimale est fixée à 8 cm;
- un cadre supérieur en béton armé, destiné à supporter le couronnement avec avaloir.

V.2.3.Station de relevage :

En principe, on essaie, chaque fois qu'il est possible de réaliser un écoulement gravitaire dans un réseau d'égout, car les stations de relèvement augmentent les prix des installations et elles sont délicates à entretenir.

De toute façon, elles ne sont généralement prévues que pour les réseaux d'eaux usées, le relèvement des eaux pluviales posant des difficultés dues à la variation et à l'importance des débits.

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites et ceci selon la forme et le matériau.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté des conduites circulaires en PVC car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Les conduits
- Les regards.



Chapitre VI

Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

2019 – 2020

Introduction :

Il ne suffit pas de bien concevoir un réseau d'assainissement mais il faut aussi savoir le gérer car il va de son futur assurer le bon fonctionnement, ainsi dans ce chapitre nous allons traiter des procédures relatives à la gestion et l'entretien des réseaux d'assainissement. Certes que ces procédures sont en fonction de la taille du projet envisagé et des moyens financiers mis à la disposition des collectivités dans ce sens. Dans ce qui suit nous allons parler théoriquement de ce qui doit être fait car la réalité du terrain est toute autre.

Donc pour bien gérer le réseau, il faut connaître les indications ci après :

- 1- Connaissance du réseau ;
- 2- Surveillance du réseau ;
- 3- Travaux d'entretien courant ;
- 4- Travaux spécifiques ;
- 5- Réhabilitation des réseaux ;
- 6- La gestion informatisée du réseau ;
- 7- L'hygiène et la sécurité.

VI.1 Connaissance du réseau :

la première condition pour une exploitation rationnelle d'un réseau d'égout est de connaître son tracé exact.

Le futur exploitant devra donc se faire remettre par le maître d'ouvrage un plan renseigné comportant l'indication du tracé, des pentes, type de matériau et des diamètres des canalisations.

VI.2 Surveillance du réseau :

La surveillance du réseau doit s'effectuer en ce qui concerne :

- La nature des effluents admis dans le réseau
- Le bon fonctionnement des diverses installations fixes

VI.2.1 Nature des effluents :

D'une manière générale le projeteur n'est admis dans le réseau d'assainissement qu'après avoir une autorisation des services concernés, pour les effluents industriels il faut avoir des installations de prétraitement en usine.

L'exploitation du réseau, devra s'assurer à cadence régulière, que ces installations sont correctement conduites et que l'effluent déversé dans le réseau est conforme aux conditions imposées.

VI.2.2 Mesure des débits :

Il est souhaitable qu'un réseau d'égout soit équipé avec des appareils de mesure de débit placés en des points judicieusement choisis afin de pouvoir détecter l'introduction d'eaux parasites ou le raccordement de branchements clandestins.

VI. 3 Travaux d'entretien courant :**VI.3.1 Curages journaliers :**

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boue et les fermentations et de pouvoir envoyer l'effluent frais à la station d'épuration, consiste en l'occurrence en l'auto curage de celle ci.

VI.3.2 Possibilité d'obturation :

Il peut y'arriver que des travaux d'entretien courant nécessitent d'obturer, provisoirement, canalisation. A cet effet, il peut être fait emploi de coussins d'étanchéités.

VI.3.3 Travaux périodiques divers :

Les travaux périodiques divers intéressants :

- 1-Les canalisations ;
- 2-Les bassins de dessablement.

VI.3.3.1 Canalisation :

Des nettoyages périodiques, à une cadence qui doit être déterminée dans chaque cas particulier, doivent être effectués sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'obstruer en dépit des curages journaliers.

Des appareils manuels ou à moteur électrique peuvent être équipés de flexibles spéciaux avec têtes d'outils diverses pour travaux de débouchage sur des canalisations de 150 mm, jusqu'à 40 m de longueur.

Pour débouchage sur porte de 40 m de canalisations jusqu'à 250 mm de diamètre, il existe des déboucheurs à pression pneumatique.

Divers types d'hydro-cureuses autorisant un débit de 30 l/mn sous une pression de 40bars jusqu'à 90l/mn sous 100 bars, permettent le curage de canalisations atteignant 600 mm de diamètre.

VI.3.3.2 Bassins de dessablement :

Les sables et vases qui se rassemblent dans les bassins de dessablement construits à cet effet, mais aussi parfois en certains points du réseau, doivent être enlevés périodiquement à une cadence à fixer dans chaque cas particulier.

Cet enlèvement peut s'effectuer manuellement mais il existe des véhicules spécialisés où les dépôts sont aspirés dans une citerne dans laquelle il a été créé un vide partiel, un dispositif permet le débouchage éventuel du conduit d'aspiration.

VI.4 Travaux spécifiques :

Les travaux spécifiques relatifs aux réseaux d'assainissement mentionnés ci-après se rapportent :

- à leur désodorisation ;
- à la détection des eaux parasites ;
- à leur réhabilitation.

VI.4.1 Désodorisation :

Les eaux d'égout du fait même de leur composition constituent un milieu favorable au développement bactérien, ce dernier étant du type soit aérobie (avec présence d'oxygène dissous) soit anaérobie (absence d'oxygène dissous).

La fermentation anaérobie est une cause de dégagement de mauvaises odeurs (hydrogène sulfuré) et de corrosion (action de l'acide sulfurique formé par l'oxygène biochimique des sulfures avec l'oxygène atmosphérique).

Or, dans le cas de canalisations sous pression, celle-ci sont le siège de fermentations anaérobies, lors de la remise en contact des effluents avec l'atmosphère, il peut y avoir des émanations importantes d'hydrogène sulfuré engendrant une nuisance importante.

Cette nuisance peut être palliée en maintenant une certaine teneur en oxygène pur dans les eaux usées le point d'injection se situant en amont de la station de refoulement.

VI.4.2 Détection des eaux parasites :

Les principales méthodes de détection des eaux parasites peuvent se classer comme suit:

- Visites de terrains et mesures instantanées ;
- Mesures en continu ;
- Control par dispositif fumigène ;
- Control par injection de colorant ;
- Inspection télévisé.

VI.4.2.1 Visite de terrains et mesures instantanées :

Une enquête sur le terrain peut permettre la recherche des apports extérieurs : sources, fossés etc.... éventuellement une solution de colorant peut être déversée dans tous les points suspects. Une enquête auprès des riverains peut être fructueuse. Une autre manière de procéder consiste en la mesure de paramètres physicochimiques tels que la conductibilité, fonction de la teneur en sels dissous, ou la teneur en sels ammoniacaux, fonction de la pollution organique.

VI.4.2.2 Mesures en continu :

La connaissance des débits transités par un réseau d'égout est une mesure qui apparaît de plus en plus utile en tête des ouvrages importants : station de relevage, station d'épuration. Des renseignements peuvent être recueillis sur le réseau lui-même : infiltrations de nappes, branchements clandestins, etc.

VI.4.2.3 Control par dispositif fumigène :

Par cette méthode il est possible de détecter les raccordements non conformes de branchements d'eaux pluviales dans le réseau des eaux usées en système séparatif. A cet effet on isole un tronçon de canalisation et après y avoir insufflé de la fumée on repère les points éventuels de réapparition de celle-ci et ce tant dans le domaine privé que dans le domaine public.

VI.4.2.4 Contrôle par injection de colorant :

Cette méthode permet de vérifier la conformité ou non-conformité de branchements d'assainissement dans les cas de rejets :

- d'eaux pluviales dans le réseau d'eaux usées en système séparatif ;
- d'eaux usées dans le réseau d'eaux pluviales, également en système séparatif ;
- d'eaux usées non conformes dans le réseau d'eaux usées

VI.4.2.5 Inspection télévisée :

L'inspection d'un réseau s'effectue section par section entre deux regards de visite.

L'équipement comprend une camera étanche transistorisée susceptible de se déplacer dans la canalisation de 150 mm à 900 mm de diamètre et munie en tête d'un dispositif d'éclairage.

Des treuils permettent la traction de la camera ainsi que son retour en cas d'obstacle infranchissable. Elle est également reliée par câble à l'écran et au groupe de contrôle placé à l'intérieur de la camionnette laboratoire.

VI.5 Réhabilitation des réseaux :

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causées à l'environnement sont inacceptables.

Jusqu'à un passé récent la réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectuait par le remplacement de la canalisation. Le coût et la gêne causée ont contribué au développement de nouvelles techniques parmi lesquelles:

- Le fraisage des obstacles intérieurs ;
- L'injection de produits comatants,
- Le tubage intérieur ;
- Le gainage intérieur.

VI.5.1 Fraisage des obstacles intérieurs :

Cette opération s'adresse en particulier aux racines qui s'introduisent dans la canalisation. L'appareil est constitué par un moteur hydromécanique, à partir d'un camion équipé à cet effet auquel il est relié par un câble passant par un regard, et qui entraîne un porte-outil circulaire adopté au diamètre de la canalisation, sur lequel sont fixés différents types d'outil.

VI.5.2 Injection de produits comatants :

Cette méthode consiste :

- à repérer l'infiltration à l'aide d'une camera ;
- à positionner à l'aide de la camera l'outil de réparation ;
- à injecter à basse pression une solution de résine acrylique de l'intérieur vers l'extérieur.

VI.5.3 Tubage intérieur :

Cette technique consiste à chemiser la partie de canalisation en mauvais état par un tuyau formé d'éléments assemblés au fur et à mesure de leur introduction à partir d'un regard ou d'un puits d'accès. Selon la nature du tuyau l'assemblage des divers éléments s'effectue, par collage, par thermo soudage, par emboîtement à vis ou à joint caoutchouc.

VI.5.4 Gainage intérieur :

Les sont préparées en atelier à partir de feutres polyester contrecollés sur une pellicule de poly éthane ou de PVC, les épaisseurs variant de 3 mm à 20 mm en fonction de diamètre.

Après travaux préliminaires éventuels pour le nettoyage de la canalisation, la gaine y est introduite à partir d'un regard par la méthode d'inversion (Retournement de la gaine sur elle-

même) grâce à une cheminée d'inversion, le retournement de la gaine à l'intérieur du tronçon à réparer est obtenu grâce au poids de l'eau contenue dans la cheminée.

VI.6 Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau.

Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

VI.7 Hygiène et sécurité :

Une attention toute particulière doit être portée aux conditions d'hygiène et de sécurité applicables aux agents travaillant à l'entretien des réseaux d'assainissements, c'est-à-dire une surveillance médicale spéciale du personnel.

VI.8 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. Le but de cette opération est de dégager tout fonctionnement incorrect du réseau qu'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage de tous les regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion:

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage , il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitables par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitables, c'est l'A.P.C qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, l'investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possibles, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majore le coût de restauration.



Conclusion générale

2019- 2020

Conclusion générale

L'assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires, vu l'accroissement de l'alimentation en eau potable ces dernières années de l'alimentation dans les zones rurales. Bien entendu, les communes rurales sont très dispersées et présentent une grande hétérogénéité (suivant les régions) qui conduit à constater que l'aboutissement à ces objectifs constitue un problème préoccupant à l'échelle nationale. L'agglomération de ELKHOBNA est parmi les zones rurales qui se situent dans la région de Souf (Wilaya d'El Oued).

Dans notre étude, nous avons dimensionner un réseau d'évacuation d'eaux usées. Notre choix est penché sur un système unitaire et un schéma par déplacement radial parce que le réseau collecte les eaux vers seul point car le terrain est presque plat.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis de dégager le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte un intercepteur et des collecteurs principaux, ainsi des stations de relevage pour assurer le refoulement des eaux usées hors l'agglomération.

Pour les éléments du réseau d'égout, nous avons mis des regards de visite, des regards de jonction, mais les regards de chute ne sont pas utilisés car la pente n'est pas trop importante. On constate un manque de bouches d'égout dû à l'absence d'aménagement dans la zone d'étude qui nous a permis.

L'objectif principale de notre projet, est de dimensionner le réseau d'assainissement de la ville de ELKHOBNA qui collecte et véhicule toutes les eaux usées vers la station de relevage afin d'éviter la surcharge de la nappe phréatique du point de vue le problème de la remonte du niveau statique de la nappe superficielle en même temps de protéger les eaux souterraines contre la pollution.

On conclut que d'après nos résultats de calcul obtenus on doit impérativement recommander des curages périodique en but d'améliorer la vitesse d'auto curage dans le réseau d'assainissement et par conséquent de ne pas favoriser les dépôts des sédiments provoqués par les différents eaux usées.



Bibliographie

2019- 2020

Bibliographie

- [1] Bouselsal et Kherici, 2015 ; ANRH, 1993.
- [2] INTERNATIONAL JOURNAL OF ENVIRONEMENT AND WATER
- [3] (Bouselsal Boualem Université Kasdi Merbah Ouargla);(Belksier Mohamed Salah Faculté des hydrocarbures, Energies renouvelables et des sciences de la terre) Article May 2019(Gestion du phénomène de la remontée des eaux dans la région d'El Oued (SE Algérie) et la possibilité d'utilisée les eaux usées épurées en irrigation)
- [4] Internet (topographic-map.com)
- [5] Chekima; Rahal ;Mémoire de fin d'études: La variation de niveau piézométrique de la nappe phréatique dans la commune d'El-Oued à l'aide de (SIG) ENSH 2019
- [6] FRANÇOIS G, BRIERE, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [7] Messaoudi;Mezerai; Proposition et dimensionnement d'un Réseau d'Assainissement pour le quartier 125 Logements –Remchi. ENSH 2015
- [8] GHOMRI ALI, cours d'assainissement (université d'El-oued) , l'année 2019.

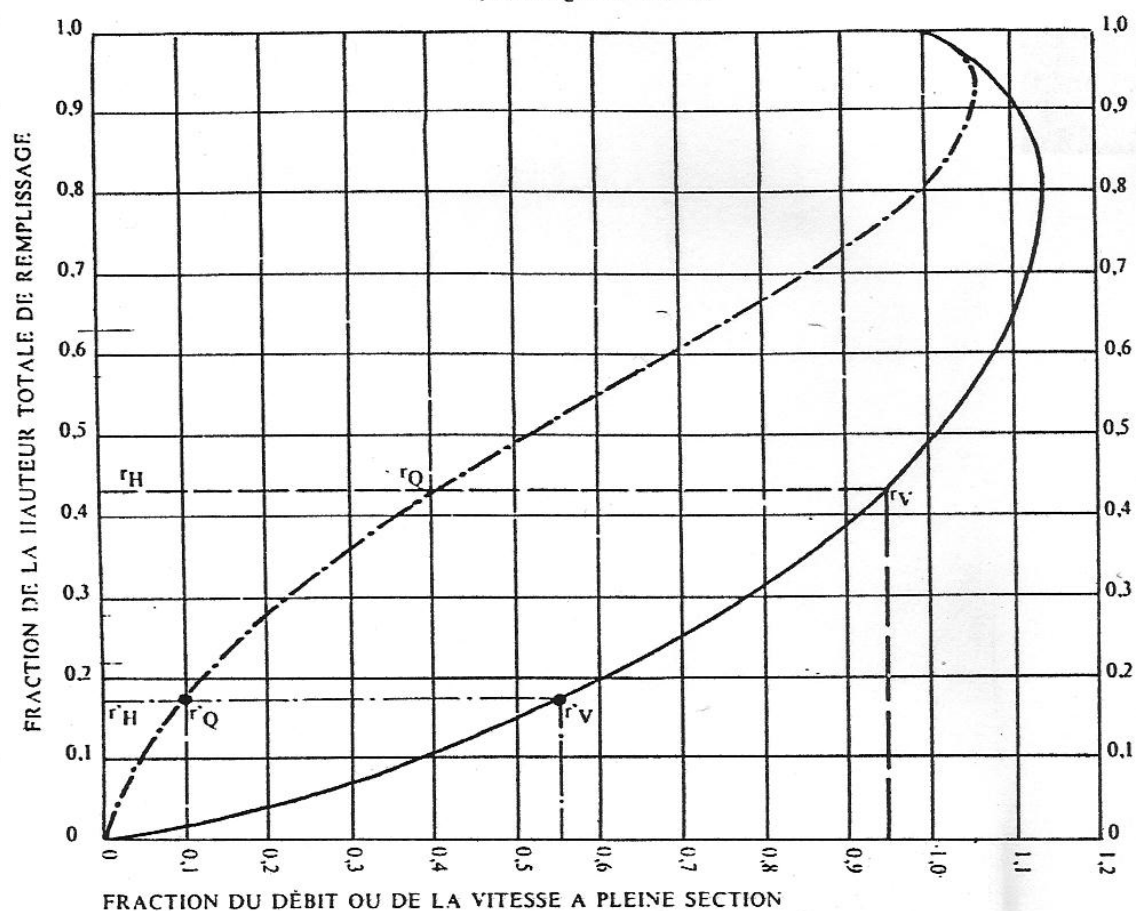


ANNEXE

2019- 2020

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_v = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

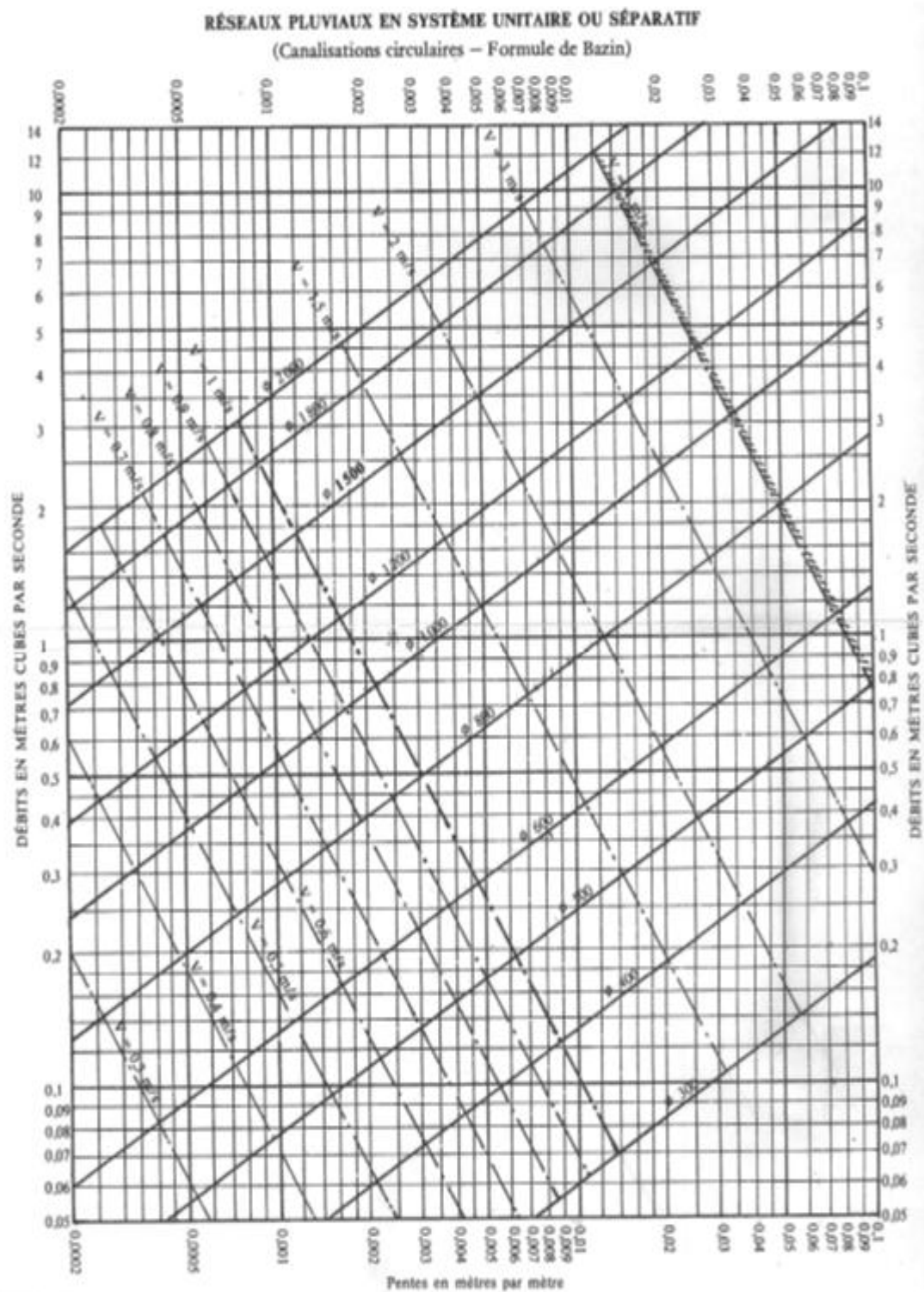
Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_v = 0.55$ et $r'_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.07$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_v = 1.14$) est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.



Plan de masse de la zone d'étude:

