



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la
commune d'el Matmar (w. Relizane)**

Présenté par :

BENDJADA Nesrine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Président
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
TAFAT Leila	M.C.A	Promoteur

Session Novembre 2020

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail

Avant tout à mes chers parent M^r Mohamed et M^{me} Soumia pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans les quelles je ne serais jamais arrivé à ce niveau que dieu les garde.

Mes chers frères : Abed et Abdellah.

Une spéciale dédicace à ma grand-mère et ma grande famille.

Sans oublier mon meilleur ami de tous les temps
M^r BENSID AHMED Lazreg.

Aussi mes cousines les meilleurs au monde :
Ferial, Malak, Manel et Basma.

Mes amis : Samia, Hanane, Saliha, Noha, Ikram.

En fin, à toute la promotion 2019/2020 de
l'Hydraulique et toute la famille de L' ENSH.

N.Bendjada

Remerciement :

Tout d'abord, je remercie **le bon dieu** qui m'a donné la force et le courage d'aller au bout de mon objectif.

Je désire grandement remercier **mes parents** pour leur soutiens et encouragement le long de mon parcours et sans les quels je ne serais pas là aujourd'hui.

Je souhaite remercier en particulier **M^r BENSID AHMED Lazreg** pour leur encouragement, conseil judicieux et enfin pour sa présence à tout moment.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à ma promotrice **M^{me} TAFAT Leila**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.

Je tiens à présenter tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribués à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire, à l'occasion **nos professeurs et enseignants** de l'**ENSH** qui m'ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, je remercie également **le président et les membres de jury** qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Je n'oublie pas tous **mes amis** qui m'aiment et les membres de **ma famille** qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs.

J'adresse mes très sincères remerciements aux cadres de la direction des ressources en eau de la wilaya de Relizane, pour m'avoir accueilli au sein de leurs directions, surtout **M^r KOBIBI Mustapha** et **M^r KHEDIM M'Hamed**.

A tous ceux qui m'ont soutenu de près ou du loin pour l'achèvement de ce travail.

ملخص

الهدف من هذه المذكرة هو تخطيط شبكات صرف صحي قادرة على الاخذ بعين الاعتبار جميع مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار وتصريفها إلى بيئة استقبالية مواتية بيئياً؛ وبالتالي، إيجاد حل على المدى القصير، المتوسط والبعيد للمشاكل المتعلقة بشبكة الصرف الصحي مع احترام الجانب البيئي لبلدية المطمر.

بعد زيارة ميدانية، تبين ان بلدية المطمر تعاني حالياً من مشاكل عدة فيما يخص تصريف المياه القذرة وخاصة مياه الامطار وهذا راجع لعدة عوامل أهمها قدم شبكة الصرف الصحي وعدم خضوعها للمعايير المطلوبة.

لتحديد الأهداف المحددة مسبقاً، اقترحنا خطة شبكة مناسبة لأفق 2050، مع الاخذ بعين الاعتبار عدم توفر محطة تطهير، الامر الذي يتطلب مشروعاً لإنشائها.

Résume :

L'objectif de cette étude est de projetée des réseaux d'assainissement apte à prendre en charge la totalité des eaux usées et eaux pluviales et les drainer vers un milieu récepteur écologiquement favorable ; ainsi, la mise en place d'une solution pour le court, moyen et long terme des problèmes concernant le réseau d'assainissement tout en respectant l'aspect environnemental de la commune d'el Matmar.

Après avoir visité le site, il à été constaté que la commune d'el Matmar génère actuellement une situation alarmante dans le domaine d'assainissement notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées, en particulier les eaux pluviales, et cela est du à plusieurs facteurs, la dégradation du réseaux existant à cause de son vieillissement et qu'il n'est pas été entretenu selon les normes requises.

Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, nous avons proposé un plan de réseau approprié pour horizon 2050 en tenant compte l'indisponibilité d'une station d'épuration, ce qui nécessite un projet pour la réalisation de cette dernière.

Abstract:

The aim of this project is to plan sanitation networks capable of taking into account all wastewater and rainwater and discharging them into an environmentally friendly reception environment. Thus, finding a solution in the short, medium, and long terms to the problems related to the sewage network, while respecting the environmental aspect of the landfill municipality. After visiting the site, it became clear that the municipality of the landfill is currently suffering from several problems with regard to draining dirty water, especially rainwater, and this is due to several factors, the most important of which is the old sewage network and its failure to comply with the required standards. To determine pre-set goals, we proposed a suitable network plan for the 2050 horizon, taking into account the unavailability of a sanitation station, which requires a project to be established.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I.1. Situation géographique :	2
I.1.1 Situation de la commune d'el Matmar :	2
I.1.2. Délimitation administrative de la commune d'el Matmar :	2
I.2. Situation climatique :	3
I.3 Situation géologique :	6
I.4 Sismicité :	7
I.5 Situation Hydrologique :	7
I.6 Situation hydraulique :	8
Conclusion :	8

Chapitre II : diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction :	9
II.1 Généralités :	9
II.2 Objectif de l'étude de diagnostic :	10
II.3 Phases principales d'une étude de diagnostic :	10
II.3.1 Collecte et exploitation de données :	10
II.3.2 pré-diagnostic :	11
II.3.3 Reconnaissance approfondie :	12
II.3.4 Natures de désordres :	12
II.3.5 Techniques d'enquêtes, diagnostic :	13
II.4 Aperçu générale du réseau d'assainissement existant de la ville d'el Matmar :	13
II.4.1 Etat du système d'assainissement existant de la ville d'l Matmar :	14
II.4.2. Constatation :	19
II.4.3. Recommandation :	20
Conclusion :	20

Chapitre III : étude hydrologique

Introduction :	21
III.1. Généralité :	21
III.1.1. Les averses :	21
III.1.2. La période de retour :	21
III.2. Le série des données pluviométriques :	21
III.3. Homogénéisation des données :	24
III.4. Étude des précipitations maximales journalières.....	26
III.4.1. Caractéristiques empiriques de la série	27
III.4.2. Ajustement de la série	28
III.4.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel	28
III.4.2.2. Ajustement à la loi de Galton (log-normale).....	29
III.4.2.3. Ajustement à la loi GEV	31
III.4.2.4. Choix de la loi d'ajustement.....	33
III.5. Calcul des pluies et des intensités de courte durée	35
III.6. Intensité moyenne maximale.....	37
Conclusion	38

Chapitre IV : calcul de base

Introduction :	39
IV.1 situation démographique :	39
IV.2 Découpages de l'aire d'étude en sous bassin élémentaires :	40
IV.3 systèmes d'assainissement	41
IV.4 choix du système d'assainissement	47
IV.5 Schéma d'évacuation	48
IV.6 choix du schéma d'évacuation	50
IV. Principe de tracé du réseau.....	50
IV.8 choix du coefficient de ruissellement	50
IV.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	51
IV.8.2 Coefficient de ruissellement en fonction d'occupation de sol :.....	51
IV.8.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	52
IV.8.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :.....	52
IV.8.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface	53
IV.9. calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	53
IV.9.1. choix et détermination de coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins ...	53

IV.9.2. calcul du coefficient de ruissellement pondéré totale	55
IV.9.3. calcul de la densité partielle.....	55
IV.9.4. calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassins	55
Conclusion	57

Chapitre V : évaluation des débits à évacuer

Introduction :	58
V.1.1. Généralités	58
V.1.2. Nature des eaux usées à évacuer	58
V.1.2.1. Les eaux usées d'origine domestique.....	59
V.1.2.2. les eaux des services publics :	59
V.1.2.3. Les eaux usées industrielles.....	59
V.1.2.4. Les eaux parasites	59
V.1.2.5. Les eaux pluviales ou de ruissellement	60
V.1.3. Consommation en eau potable	60
V.1.4. Débit d'eaux usées.....	60
V.1.4.1. Débits d'eaux usées domestiques	61
V.1.4.2. Débits des eaux usées des établissements publics et d'infiltrations	62
V.1.4.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :	65
V.2. Estimation des débits des eaux pluviales.....	66
V.2.1. La Méthode rationnelle	66
V.2.2. La méthode superficielle	68
V.2.3. Choix de la méthode	72
V.2.4. Calcul des débits pluviaux.....	72
Conclusion	73

Chapitre V : calcul hydraulique

Introduction.....	74
VI.1. Conception du réseau d'assainissement.....	74
VI.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement :	75
VI.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	75
VI.2.2. Détermination des diamètres des collecteurs.....	75
VI.2.2.1. La formule de Chézy.....	75
VI.2.2.2. Formule de Manning-Strickler	76
VI.2.3. Mode de calcul.....	76

VI.3. Résultats du dimensionnement.....	78
Conclusion	102

Chapitre VII : ouvrages annexes

Introduction.....	103
VII.1. Les ouvrages principaux	103
VII.1.2. Types de canalisations et joints	103
VII.1.2.1. Conduites à section circulaire	103
VII.1.2.2. Conduites à section ovoïde	105
VII.1.3. Critère de choix de type de canalisation	106
VII.1.5. Les essais de conduites préfabriqués	106
VII.1.6. Les remèdes	107
VII.1.7. Pose de canalisation :	107
VII.2. Les ouvrages annexes	108
VII.2.1. Ouvrages normaux	109
VII.2.2. Ouvrages spéciaux	112
VII.2.2.1 déversoir d'orage	112
VII.2.2.1.1. Composition des organes d'un déversoir d'orage.....	113
VII.2.2.1.2. Positionnement	113
VII.2.2.1.3. Les différents types des déversoirs d'orage.....	114
VII.2.2.1.4. dimensionnement des déversoirs d'orage.....	117
VII.2.2.1.5. Les ouvrages annexes du déversoir d'orage.....	121
VII.2.2.2. Station d'épuration	121
VII.2.2.2.1.Définition de l'épuration	121
VII.2.2.2.2.Principaux procédés d'épuration biologique	121
VII.2.2.2.3.Comparaison entre les variantes d'épuration	122
VII.2.2.2.4.Critères technico-économiques pour le choix de la variante d'épuration .	124
VII.2.2.2.5.Choix de la variante d'épuration.....	125
VII.2.2.2.6.Dimensionnement des ouvrages	126
VII.2.2.2.7. Extension de la station.....	148
Conclusion	149

Chapitre VIII : organisation de chantier

Introduction :	150
VIII.1. Les étapes de réalisation du projet	150
VIII.1.1. Manutention et stockage des conduites	150
VIII.1.2. Déchargement.....	151
VIII.1.3. Stockage	151
VIII.2. Décapage de la terre végétale	151
VIII.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	152
VIII.3.1. Aménagement du lit de pose	152
VIII.3.2. Emplacement des jalons des piquets	153
VIII.3.3. Pose de la canalisation	153
VIII.3.4. Assemblage des canalisations	154
VIII.3.5. Essai d'étanchéité	155
VIII.4. Réalisation des regards	155
VIII.5. Réalisation des branchements	155
VIII.6. Remblaiement et compactage des tranchées	156
VIII.7. Choix des engins	156
VIII.8. Détermination des différents volumes des travaux	159
VIII.9. Devis quantitatif et estimatif.....	160
Conclusion	160

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure N° I.1: carte de délimitation administrative de la commune d'el Matmar.	2
Figure N° I.2: Image satellitaire de la zone d'étude.	3
Figure N°I.3 : variation de la température.....	4
Figure N°I.4 : variation de l'évaporation.	5
Figure N°I.5 : carte géologique de Relizane.....	6
Figure N°I.6 : carte hydrographique de Relizane.....	6

Chapitre II : diagnostic de réseau d'assainissement existant

Figure N°II.1 : regard envasé et sans tampons (regard N° 27 les logts évolutifs).....	13
Figure N°II.2 : regard entièrement envasé et sans tampons ni dalle (regard N°A52 les logts évolutifs)	13
Figure N°II.4 : regard scelle (regard N°A163 cité Das)	13
Figure N°II.3 : regard à entretien (regard N°B89 Hay SMB)	13
Figure N°II.6 : regard bétonné (regard N°B73 cite socolech).....	14
Figure N°II.5 : regard en très mauvais état (regard N°B380 rue APC)	14
Figure N°II.7 : avaloires bouché.....	15
Figure N°II.9 : avaloire bouché	15
Figure N°II.8 : avaloire en mauvais état	15
Figure N°II.10 : avaloire obturé par des déchets solides	15
Figure N°II.11 : rejet réseau A (oued M'siouene près de la RN°4)	16
Figure N°II.12 : rejet réseau B (Drain)	16
Figure N°II.13 : rejet réseau C (Drain).....	17

Chapitre III : étude hydrologique

Figure N°III.1 : ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	25
Figure N°III.2 : ajustement graphique à la loi log-normale	26
Figure N°III.3 : ajustement graphique à la loi GEV.....	28
Figure N°III.4 : représentation graphique de l'ajustement des trois lois.....	29

Chapitre IV : calcul de base

Figure N°IV.1 : Evaluation de la population.	35
Figure N°IV.2 : schéma des différents systèmes d'assainissement.	36
Figure N°IV.3 : système unitaire.	38
Figure N°IV.4 : Système séparatif	39
Figure N°IV.5 : système pseudo-séparatif.....	40

Figure N°IV.6 : système autonome.....	42
Figure N°IV.7 : système non-gravitaire	42
Figure N°IV.8 : schéma perpendiculaire	43
Figure N°IV.9 : schéma par déplacement latéral	44
Figure N°IV.10 : schéma par zone étagées.....	44
Figure N°IV.11 : schéma radial.....	45

Chapitre IV : calcul de base

Figure N°VII.1 : joints sur tuyaux en béton.....	96
Figure N°VII.2 : joints sur tuyaux en amiante ciment.	97
Figure N°VII.3 : joints sur tuyaux en grés	97
Figure N°VII.4 : coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué.	98
Figure N°VII.5 : pose de canalisation en terrain ordinaire.	100
Figure N°VII.6 : pose de canalisation en terrain peu consistant.	100
Figure N°VII.7 : pose de canalisation en terrain très mauvais.	101
Figure N°VII.8 : branchement simple.....	101
Figure N°VII.9 : type de bouche d'égout.....	102
Figure N°VII.10 : exemple d'une bouche d'égout sans décantation.	103
Figure N°VII.12 : regard de chute	104
Figure N°VII.13 : regard de visite.	105
Figure N°VII.15 : exemple de déversoir à seuil latéral simple.	108
Figure N°VII.16 : exemple de déversoir latéral à seuil double.	108
Figure N°VII.17 : déversoir à seuil frontal.....	109
Figure N°VII.18 : déversoir à ouverture de fond.....	110
Figure N°VII.19 : les étapes de traitement dans une station d'épuration.....	121

Chapitre VIII : organisation de chantier

Figure N°VIII.1 : chargement des canalisations.....	141
Figure N°VIII.2 : déchargement des canalisations.	142
Figure N°VIII.3 : décapage de la terre végétale	142
Figure N°VIII.4 : pose du lit de sable	143
Figure N°VIII.5 : pose de la canalisation.....	144
Figure N°VIII.6 : pose de canalisation en fonte	144
Figure N°VIII.7 : Remblaiement et compactage des tranchées	146
Figure N°VIII.8 : niveleuse	147
Figure N°VIII.9 : bulldozer.....	148
Figure N°VIII.10 : chargeuse	148
Figure N°VIII.11 : compacteur à rouleaux lisses.....	149

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau N° I.1 : Répartition mensuelle de la pluviométrie année 2018.	4
Tableau N°I.2 : Répartition mensuelle de la température.	4
Tableau N°I.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	5

Chapitre III : étude hydrologique

Tableau N° III.1 : identification de la station d'el Matmar.....	19
Tableau N°III.2 : la série pluviométrique (station d'el Matmar) (1977-2017).....	19
Tableau N°III.3 : calcul des paramètres du test de la médiane	21
Tableau N°III.4 : résultat du test de la médiane	22
Tableau N°III.5 : les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique	23
Tableau N°III.6 : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	24
Tableau N°III.7 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale (Hyfran).	26
Tableau N°III.8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).....	27
Tableau N°III.9 : résultats du test d'adéquation de Khi ²	28
Tableau N°III.10 : pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.....	30

Chapitre IV : calcul de base

Tableau N°IV.1 : Evaluation de la population	35
Tableau N°IV.2 : avantages, inconvénient et domaines d'utilisation du système unitaire	38
Tableau N°IV.4 : avantages, inconvénient et domaines d'utilisation	40
Tableau N°IV.5 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction d'occupation de sol ...	46
Tableau N°IV.6 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	46
Tableau N°IV.7 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	47
Tableau N°IV.8 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface.....	47
Tableau N°IV.9 : valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	48
Tableau N°IV.10 : répartition de population dans chaque sous bassin.....	49

Chapitre V : évaluation des débits à évacuer

Tableau N°V.1 : débit des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin	55
Tableau N°V.2 : débit des équipements publics pour chaque sous bassin.....	56
Tableau N°V.3 : débit des infiltrations pour chaque sous bassin	57
Tableau N°V.4 : débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....	58
Tableau N°V.5 : valeurs du coefficient d'allongement « M ».....	63
Tableau N°V.6 : formules d'assemblage des bassins dans la méthode de Caquot.....	63
Tableau N°V.7 : calcul des débits pluviale et débits totaux pour chaque sous bassin.....	64

Chapitre VI : calcul hydraulique

Tableau N° VI.1. Calcul de dimensionnement du réseau A les logements évolutifs	71
Tableau N°VI.2. Calcul de dimensionnement du réseau A les 123 logements	72
Tableau N°VI.3. Calcul de dimensionnement du réseau A cité Das	73
Tableau N° VI.4. Calcul de dimensionnement du réseau A collecteur O/M'Siouene	74
Tableau N° VI.5. Calcul de dimensionnement du réseau B cité socolech	76
Tableau N° VI.6. Calcul de dimensionnement du réseau B sidi M'hamed Benaouda	77
Tableau N° VI.7. Calcul de dimensionnement du réseau B a coté des 257 logements	78
Tableau N° VI.8. Calcul de dimensionnement du réseau B hay zitoune	78
Tableau N° VI.9. Calcul de dimensionnement du réseau B 50 logement sociaux	79
Tableau N° VI.10. Calcul de dimensionnement du réseau B les habitations derrières le stade communal.....	79
Tableau N° VI.11. Calcul de dimensionnement du réseau B les 144 logements sociaux + la partie haute de hay chaaba près de la RN°4.....	80
Tableau N° VI.12. Calcul de dimensionnement du réseau B collecteur près de l'école primaire des 48 logements vers le collecteur DN 1000 près du cimentière :	81
Tableau N° VI.13. Calcul de dimensionnement du réseau B de l'interception des impôts jusqu'au siège APC	83
Tableau N° VI.14. Calcul de dimensionnement du réseau B les habitations près de la gendarmerie jusqu'au siège APC	84
Tableau N° VI.15. Calcul de dimensionnement du réseau B de la Résidence de daïra a la RN°4	85
Tableau N° VI.16. Calcul de dimensionnement du réseau B en face da la résidence	86
Tableau N° VI.17. Calcul de dimensionnement du réseau B COLLECTEUR A PARTIR DE LA RESIDENCE DE DAIRA A LA RN 4	87
Tableau N° VI.18. Calcul de dimensionnement du réseau B en face de la polyclinique.....	89
Tableau N° VI.19. Calcul de dimensionnement du réseau B derrière la polyclinique	90
Tableau N° VI.20. Calcul de dimensionnement du réseau B partie haute de la polyclinique.....	90

Tableau N° VI.21. Calcul de dimensionnement du réseau B keddar en face du lycée	91
Tableau N° VI.22. Calcul de dimensionnement du réseau B prolongement du collecteur du réseau « B » vers collecteur existant du réseau « C »	92
Tableau N° VI.23. Calcul de dimensionnement du réseau C prolongement du collecteur du lotissement privé	93

Chapitre VII : ouvrages annexes

Tableau N°VII.1 : les avantages et inconvénients de lagunage naturel.....	115
Tableau N°VII.2 : les avantages et inconvénients de lagunage aéré	116
Tableau N°VII.3 : les avantages et inconvénients de boues activées.	116
Tableau N°VII.4 : suivent résume les rendements d'élimination pour les principaux polluants suivants les procédés de traitement utilisés.	117
Tableau N°VII.5 : la superficie totale pour la variante de lagunage	117
Tableau N°VII.6 : la superficie totale pour la variante de boues activées.....	118
Tableau N°VII.7 : le cout global du système d'épuration	118
Tableau N°VII.8 : récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	118
Tableau N°VII.9 : illustre les normes des rejets, extraits du décret exécutif N°26 du journal officiel du 23 avril 2006, réglementant les rejets d'effluents liquides, ce sont les valeurs limites maximales des paramètres de rejet	119
Tableau N°VII.10 : Apport horaire en oxygène.....	129

Chapitre VIII : organisation de chantier

Tableau N°VIII.1. Devis quantitatif estimatif de notre projet	151
--	-----

Liste des planches

1. Plan de masse
2. Tracé du réseau projeté
3. Profil en long réseau A
4. Profil en long réseau B
5. Ouvrages annexes

Introduction générale :

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leurs rejets dans le milieu naturel.

Des techniques ont été développées pour exploiter, utiliser et évacuer l'eau. Des réseaux d'alimentation de distribution et rejet sont mis en œuvre pour utiliser cette source d'une manière rationnelle et rigoureuse, et de la rejeter après usage hors des agglomérations selon des procédés protégeant la santé et l'environnement.

Le choix du mode de rejet, du milieu récepteur et des techniques d'évacuation devra être établi d'une façon très rigoureuse, d'autre part la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau, en effet les paramètres d'écoulement peuvent à n'importe quel moment ne pas être vérifiés et des problèmes d'évacuation peuvent surgir. Dans ce cas de situations, des études d'expertise peuvent être lancées dans le but de diagnostiquer les échecs et les points d'anomalie sur le réseau.

Les études de diagnostic ont pour but de déceler les anomalies, les analyser et les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer. Elle doit donc détailler les origines des problèmes observés.

Le réseau d'assainissement de la ville d'el Matmar comporte trois réseaux type unitaires séparés que nous appelons dans notre étude (A, B et C) d'où trois rejets sauvages vu sa topographie et ses versants dont trois collecteurs principales et plusieurs collecteurs secondaires.

Bien que la ville d'el Matmar connaisse dernièrement un développement remarquable dans le domaine d'hydraulique urbaine, d'où elle connaît actuellement une situation alarmante dans ce domaine notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées, en particulier les eaux pluviales.

C'est dans ce cadre que se situe notre projet, qui se traduit par une étude diagnostic dont le but est de déceler toutes les anomalies relatives au réseau d'assainissement de la ville d'el Matmar, nous avons dégagé dans la présente étude les solutions adéquates à la résolution des problèmes existants tant au niveau du réseau d'assainissement que pour le traitement des eaux avant leur évacuation.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude.

Introduction :

La première phase de l'étude consiste à rassembler le maximum d'informations du point de vue : données naturelles du site, données relatives à l'agglomération, les données hydraulique, topographie... ; ayant une incidence directe ou indirecte sur l'aire d'étude.

I.1. Situation géographique :

I.1.1. Situation de la commune d'el Matmar :

La commune d'el Matmar, d'étend sur une superficie de 461 ha se situe à 10 Km seulement à l'ouest du chef-lieu de la wilaya de Relizane, occupe une situation stratégique du fait qu'elle est portée par trois axes principaux à savoir :

- ❖ Proche de l'auto route EST-OUEST ;
- ❖ La RN 4 qui relie l'ouest à l'est ;
- ❖ Le chemin de faire Alger-Oran.

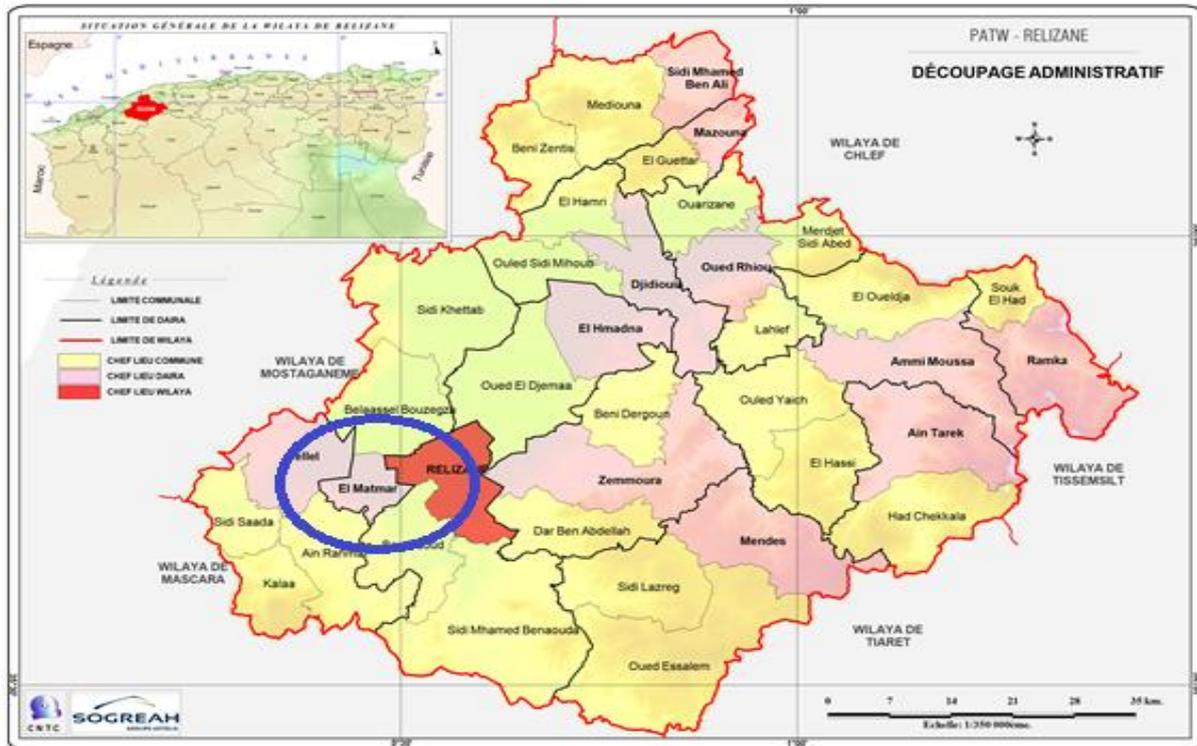
Elle est distance de 310 Km environ de la capitale d'Alger et de 140 Km de la wilaya d'Oran.

I.1.2. Délimitation administrative de la commune d'el Matmar :

La commune d'el Matmar est limitée par :

- ❖ Au Nord : par la commune de Belhacel ;
- ❖ Au Sud : par la commune de Ain Rahma ;
- ❖ A l'Est : par les communes de Bendaoued et Relizane ;
- ❖ A l'Ouest : par la commune de yellel.

Issue du dernier découpage administratif, la commune d'el Matmar fait partie des 04 communes que compte la daïra d'el Matmar.



(Source DRE Relizane.)

Figure N° I.1: carte de délimitation administrative de la commune d'el Matmar.

I.2. Situation climatique :

a) Climat :

Le climat de la région se caractérise par des oscillations thermiques et pluviométriques mensuelles généralement moyen.

Les précipitations font défaut au moment où les besoins se font ressentir, alors qu'en saison hivernale, le surplus conjugué à la violence des pluies engendre de graves conséquences sur le sol et sur les végétaux sous l'effet de l'érosion.

La région est caractérisée donc par un climat de type méditerranéen, hiver humide e froid, un été sec et chaud.

b) Pluviométrie :

La pluie est un facteur important en ce qui concerne l'érosion du sol. La qualité et l'intensité d'une pluie déterminent et influencent l'érosion linéaire et l'érosion en surface du sol. L'averse d'une intensité donnée agit comme source d'énergie pour la séparation des particules du sol et l'écoulement généré par la pluie comme moyen de leur transport. En outre, les précipitations et l'écoulement ont une importance fondamentale pour la végétation naturelle et agricole. Cette dernière peut jouer le rôle protecteur contre l'érosion. En effet, le couvert

végétal peut diminuer l'énergie des pluies en arrivant à la surface du sol, comme il peut amortir l'écoulement torrentiel au cours d'une averse. Donc les précipitations peuvent être, à la fois, un facteur jouant à la faveur de l'érosion, comme elles peuvent être un facteur protecteur pas le biais de la végétation.

Les précipitations annuelles varient entre 300 et 350 mm/an. La répartition sur les différentes périodes de l'année est assez bonne avec un nombre de jours supérieur à 365 jours, la plus grande partie des jours de pluie se répartie entre Octobre et mars.

Tableau N° I.1 : Répartition mensuelle de la pluviométrie année 2018.

Mois	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
P_{moy ann} (mm)	373,9	315,1	289	318,8	312,5	382,7	340	195	351,3	360,2	259,6	233,8

(Source ANRH 2018).

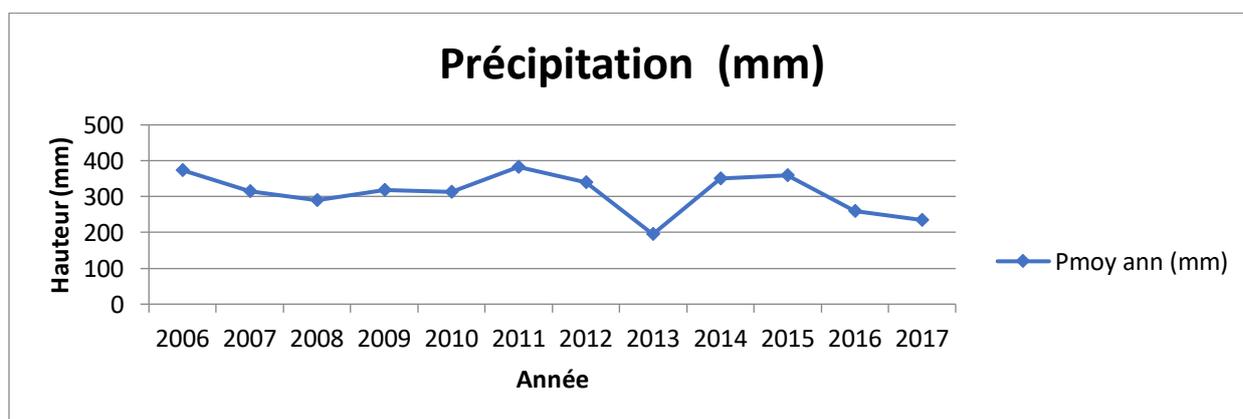


Figure N°I.3 : variation de la précipitation.

c) Température :

La commune d'el Matmar est conditionnée par un climat variable.

Les températures sont basses en hiver (décembre, janvier et février) et augmentent d'une façon régulière jusqu'au maximum atteint en juillet et août.

La température maximale est enregistrée au mois d'août 27°C et la température minimale au mois de janvier 6°C.

Les températures mensuelles moyennes enregistrées sont :

Tableau N°I.2 : Répartition mensuelle de la température.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy Annuelle
Température mensuelle °C	22	16	11	7	6	8	10	13	17	21	26	27	15.5

(Source ANRH : 2018).

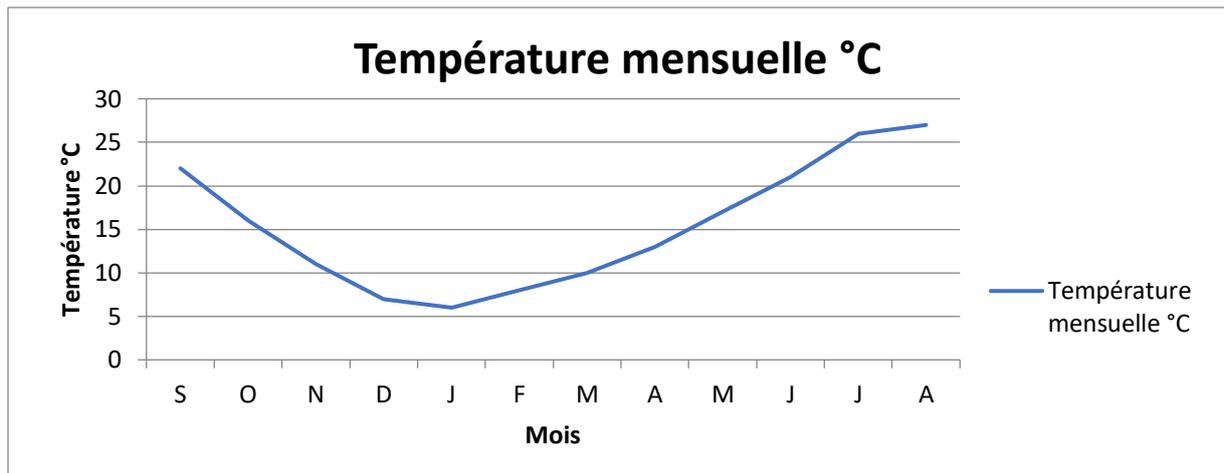


Figure N°I.4 : variation de la température.

d) Evaporation :

L'évaporation est l'ensemble des pertes par transformation de l'eau en vapeur sous les effets de la chaleur durant les périodes sèches.

Tableau N°I.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
E(mm)	49.6	67.6	97.6	126.2	181.4	280.4	296.2	268.2	186.4	128.2	66.2	55.2	150.1

(Source : ANRH 2018)

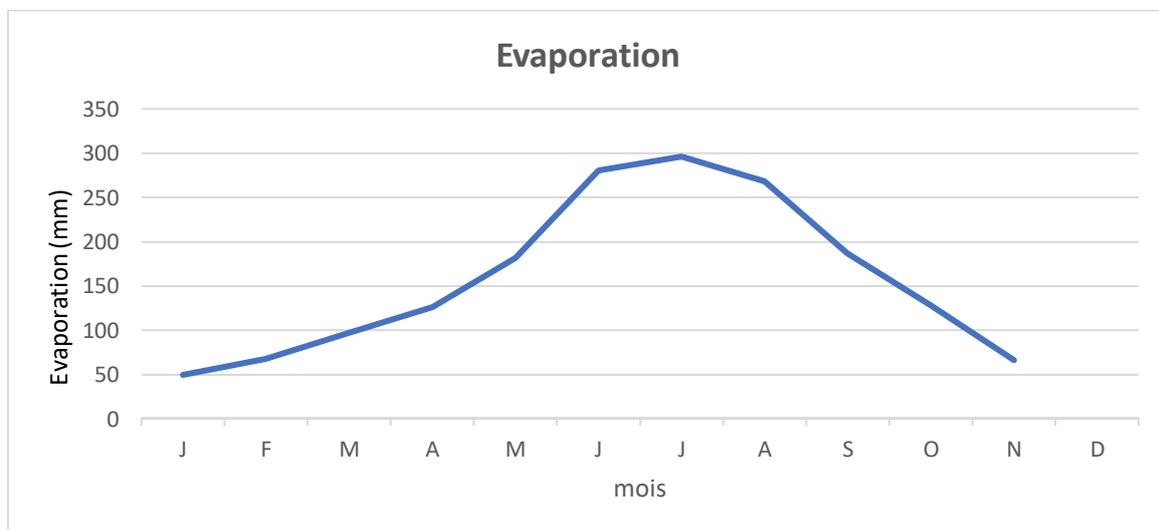


Figure N°I.5 : variation de l'évaporation.

Les évapotranspirations sont constatées durant la période estivale entre les mois de juin, juillet et aout dont les valeurs dépassent les 260mm avec les plus faibles valeurs enregistrées durant les mois de novembre, décembre, janvier et février pour des oscillations étendues entre 50 et 60 mm.

e) Les vents :

D'une manière générale, le régime des vents varie en fonction des saisons en étroite liaison avec la pression atmosphérique qui règne selon les saisons particulièrement en été, ce phénomène accentue la chaleur du climat pendant la saison sèche. En ce qui concerne la force des vents elle est faible à modérée durant toute l'année, et d'une dominance Nord, Nord-ouest.

I.3 Situation géologique :

La diversification de la lithologie dans cet ensemble stratigraphique permet de déterminer plusieurs formations qui sont une série d'argile rougeâtre avec une dominance de calcaire qui repose sur des argiles à intercalations de calcaire légèrement argileuse.

Pour un complément d'information, il est à noter que l'argile est une roche plastique, imperméable et résistante quand est imbibée d'eau ; la majeure partie des argiles est d'origines sédimentaire qui résultent de la désagrégation silicatées (granite).

I.4 Topographique :

Le bassin est situé entre le massif de dahra et le massif ouarsenis le relief est dans l'ensemble aéré et peu élevé.

La topographie est relativement plane et ne présente que quelques ruptures de pentes accidenté par la distribution insuffisante et irrégulière des précipitations.

L'écoulement des eaux pluviales se fait du Sud-Nord est caractérisé par plusieurs cours d'eau.

I.5 Sismicité :

La zone d'étude comme toute la région de la wilaya de Relizane est classée comme zone moyen à forte sismicité, on pourra se référer pour déterminer l'accélération sismique à prendre en compte dans les calculs aux recommandations relatives à l'évacuation des charges sismique.

I.6 Situation Hydrologique :

Le réseau hydrographique de la région est représenté par l'oued Cheliff et ses affluents à savoir oued mina, oued Rhiou et oued yellel. On y trouve aussi quelques sources salées (Sebkha et Lacs Artificiels). Deux barrages de grande capacité ont été édifiés dans la région Gargar (oued Rhiou) et sidi M'Hamed Benaouda).

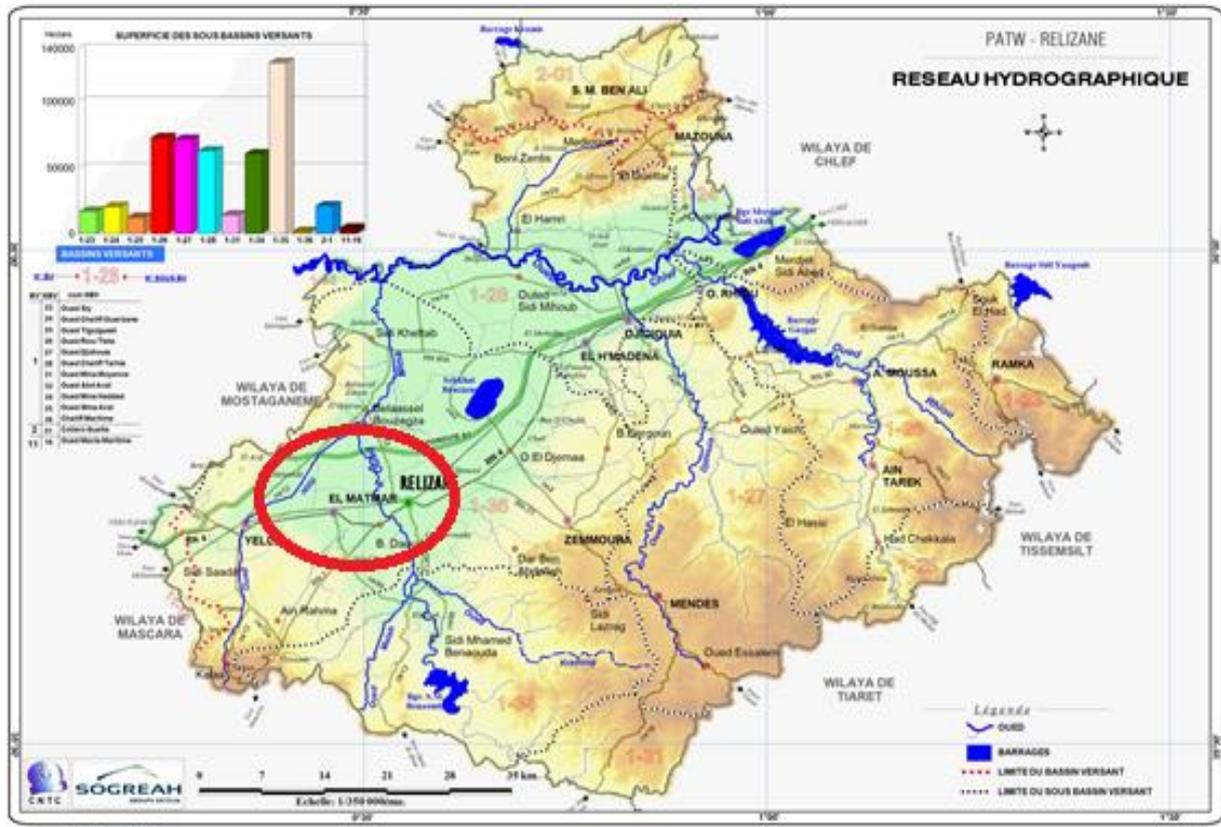


Figure N°I.7 : carte hydrographique de Relizane. (Source : DRE Relizane.)

I.7 Situation hydraulique :

A) alimentation en eau potable :

Actuellement la ville d’el Matmar est alimentée en eau potable par six (06) forages (un en arrêt depuis 2010). La capacité totale produites par les cinq forages est estimée à 29 L/S, source (subdivision de l’hydraulique).

L’eau est véhiculée, par refoulement de divers diamètres vers les réservoirs.

La capacité totale de stockage actuelle est 4500 M³

- 2X1000 M³ ;
 - 1X400 M³ ;
 - 1X100M³ ;
 - 1X2000 M³.
- ❖ Le réservoir semi enterré 400 M³ est implanté sue les hauteurs d’el Matmar a une cote de CNT=113 m, son alimentation était auparavant par le forage de sidi AEK N°1, mais du moment que ce dernier est en arrêt par faute de problème technique, son alimentation se fait à partir des réservoirs 2X1000M³.

- ❖ Les réservoirs $2 \times 1000 \text{M}^3$ se situent à des côtes de CNT=128m et 129m, ils assurent l'alimentation de la ville d'el Matmar.
- ❖ Le château d'eau Dar el Hanane de capacité 100M^3 est implanté à une côte de CNT=68m alimenté par le forage de Dar el Hanane de débit 3(l/s) qui prend en charge l'alimentation de la cité des peuples.
- ❖ Un réservoir réalisé récemment de capacité 2000M^3 callé à la cote 143m pour recevoir les eaux de mer (SDEM) afin de remédier le problème de la fréquence de distribution pour la ville d'el Matmar et ses localités.

La ville d'el Matmar est dotée d'un réseau de distribution mallé qui est constitué principalement en PEHD.

B) assainissement :

Le réseau d'assainissement d'el Matmar centre qui compte trois réseaux unitaires séparés nous s'appelons dans notre étude (A, B, C) d'où trois rejets sauvages vu sa topographie et ses versants dont trois collecteurs principaux et plusieurs collecteurs secondaires.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région à savoir ; climatique, géologique, hydraulique.... Sur la base de ces données, nous pouvons poursuivre notre étude et passer aux phases suivantes.

Chapitre II :

Diagnostic du réseau d'assainissement
existant

Introduction :

L'étude diagnostic peut être préventive ou consécutive au constat d'un dysfonctionnement. Elle a pour but de déceler les anomalies, les analyser et les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer.

Elle doit donc détailler les origines des problèmes observés.

Le diagnostic est un préalable obligatoire à tous travaux de réhabilitation. Pour permettre de l'établir, de nombreuses informations doivent tout d'abord être réunies. En effet, plus les renseignements à disposition seront nombreux et précis, plus le diagnostic pourra être fiable. Sont ainsi nécessaires :

- Un historique du réseau ;
- La description des contraintes du site ;
- La nature des éléments constitutifs du réseau ;
- Un état détaillé du réseau qui passe par la connaissance de ses pathologies.

II.1 Généralités :

Un système d'assainissement urbain remplit deux fonctions principales :

- ✚ Protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, par temps pluie ou par temps sec ;
- ✚ Stabilité de tous les ouvrages ;

Les dysfonctionnements d'un réseau d'assainissement sont à l'origine des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système, et plus particulièrement les collecteurs :

- La fréquence des dépôts entraîne des mises en charge des conduites, donc des risques d'inondation ou tout simplement de débordement.
- Les trous, les fissures, la corrosion interne ou externe des ouvrages entraînent des déformations de sa géométrie ou même son effondrement.
- Ces mêmes dégradations structurelles, peuvent d'une part entraîner l'infiltration d'eaux claires (eau parasite), et d'autre part, l'exfiltration des effluents.

Dans le premier cas, la dilution des effluents ne permet plus un traitement optimal au niveau des stations d'épuration ; et dans le second cas, la pollution d'une nappe phréatique, qu'elle soit exploitée ou pas, est un critère qui prend de plus en plus de l'importance. La panne d'un réseau d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres dans le fonctionnement de ce dernier.

II.2 Objectif de l'étude de diagnostic :

C'est mener une réflexion approfondie sur les cas suivants :

- La sensibilité des milieux récepteurs et l'incidence des pollutions urbaines (déversement des non raccordés, exfiltrations, rejets directs) de façon à diminuer la fréquence des déversements ou supprimer tous les risques sur les zones sensibles.
- L'état et le fonctionnement du système d'assainissement pour mettre en évidence son fonctionnement.
- Les besoins présents et à venir en termes d'évacuation des eaux usées et pluviales pour adapter au fur et à mesure l'offre de transit que proposent les réseaux à la demande des usagers et industriels raccordés (flux de temps sec) et aux événements pluviaux (déversement).
- Les performances de l'épuration afin de juger de l'aptitude des installations satisfaisant aux nouvelles exigences et directives administratives, des améliorations visant des rendements élevés.

Dans le cadre de l'expertise, nous sommes soumis à la réglementation nous conduisant à assurer l'entretien de nos réseaux d'assainissement existant et celui des essais préalables à la réception des travaux neufs d'assainissement. Donc un contrôle doit répondre à l'ensemble de la demande. [1]

II.3 Phases principales d'une étude de diagnostic :

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales sont :

II.3.1 Collecte et exploitation de données :

La collecte des données nécessite au préalable un scénario d'intervention sur terrain pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

On distingue deux sortes des données nécessaires d'une étude de diagnostic :

A) Données de base :

Elles constituent l'ensemble de données nécessaires à un bon diagnostic. Ce dernier vise à déterminer la nature, les causes d'un dysfonctionnement et conséquences qui en découlent.

Les données de base sont définies comme suit :

1) Données relatives à la collecte :

- Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable ;
- La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et pente).

2) Données relatives au réseau et à ses ouvrages annexes (collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dessableur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).

3) Données relatives au traitement :

4) Données relatives au milieu récepteur.

B) Données d'orientation :

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc....

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré- diagnostic à mettre en place.

II.3.2 pré-diagnostic :

Après recueil des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant à une mise à jour des plans et de car topographie des patrimoines.

Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

II.3.3 Reconnaissance approfondie :

Elle consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires, ce qui permet de :

- ❖ Quantifier les fuites, source de pollution dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets ;
- ❖ Détecter les apports des eaux parasites, afin d'éviter la surcharge des stations d'épuration, des déversements au droit des déversoirs et la pollution du milieu naturel ;
- ❖ Le contrôle des rejets non conformes effectués dans les collecteurs et pouvant provoquer les dépôts à nuire à leur bon fonctionnement et à leur état de conservation ;
- ❖ Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses et des métaux lourds ;
- ❖ Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.
- ❖ La vérification régulière de l'état des collecteurs et ouvrages bâtis afin de prévoir les travaux confortatifs nécessaire et d'éviter ainsi tout risque d'effondrement pouvant entraîner des accidents et des perturbations de fonctionnement.

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

II.3.4 Natures de désordres :

Les enquêtes sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer l'un des désordres suivants sur un réseau d'évacuation :

- Cavités, effondrement au droit des joints ;
- Manque d'étanchéité au droit des joints,
- Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtes ;

- Désalignement, contre pentes, pentes insuffisantes ;
- Poinçonnement des regards sur les canalisations, cisaillement ;
- Branchement défectueux ;
- Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs, d'émanations gazeuses par transformation des matières organiques entraînant des corrosions chimiques ;
- Introduction des racines d'arbres, obstruction ;
- Décantation, stratifications.

II.3.5 Techniques d'enquêtes, diagnostic :

Pour parvenir à la connaissance de l'état réel des ouvrages, l'exploitant doit s'appuyer sur diverses techniques :

- La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres instantanés ou enregistreurs ;
- Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique ;
- Les essais à la fumée ou par injection de colorant ;
- La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés ou abandonnés ;
- L'inspection télévisée par caméra autotractées ;
- La visite pédestre des collecteurs visitables avec enregistrement codifiées anomalies.

II.3.5.1 conclusion et permanence du processus d'étude :

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément les fonctionnements et les dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration par la mise en place d'outils permanents de gestion.

II.4 Aperçu générale du réseau d'assainissement existant de la ville d'el

Matmar :

Le réseau d'assainissement d'el Matmar compte trois réseaux unitaires séparés que nous appelons dans notre étude (A, B et C) d'où trois rejets sauvages vu sa topographie et ses versants dont trois collecteurs principaux et plusieurs collecteurs secondaires réparties comme suit :

1. Le réseau « A » :

Se situe à la partie sud du chef-lieu de la commune et assainit cette zone de l'auberge vers les 70, les 80 et les 100 logements sociaux ainsi que les 123 logements, Das, les logements évolutifs et la

Le réseau de la cité des amandiers à travers un collecteur principal réalisé en 1998 avec des buses en béton armé DN 800 et DN 1000 jusqu'au milieu naturel à savoir le rejet « A » sur une longueur de 2021 ml à travers les champs d'organe jusqu'à Oued M'siouene près de la RN N°4 à la sortie de la commune vers Relizane, ce réseau est constitué de collecteurs secondaires en béton armé DN 600, DN 500 et DN 400 ainsi qu'en PVC pour les parties déjà rénovées comme le cas de la cité des Amandiers PCD 2012 et des conduites DN 400 et DN 300 en ciment comprimé pour l'ancien réseau.

On a remarqué que le réseau dans cette partie est bon à 65% alors que les 35% qui reste nécessite une rénovation totale tel que les logements évolutifs, les 123 logements et la cité Das car c'est un réseau qui est dans un mauvais état et sous dimensionné, tandis que le collecteur de l'auberge nécessite une réhabilitation car il est délaissé et manque de curages et ces regards sont ouverts et sans tampons ni dallés.

2. Le réseau « B » :

Ce réseau couvre la grande partie d'el Matmar à savoir le chef-lieu et la partie ouest (cité Keddar) il prend fin au drain qui a connu un curage en 2015 appelé dans notre étude rejet « B » situé au Nord-Ouest de la ville, à travers deux collecteurs principaux en béton armé DN 1200 pour la partie est réalisée en 1999 d'une longueur totale de 1570 ml et en CAP DN 1100 pour la partie ouest sur 600 ml réalisée juste après ce dernier en 2000, qui se composent de collecteurs secondaires avec des conduites en béton armé DN 1000, DN 800, DN 600 et DN 500 en bon état et en DN 500, DN 400 et DN 300 en ciment comprimé pour l'ancien réseau situé à l'ancien centre-ville qui nécessite une rénovation à 100% y compris les 144 et les 50 logements sociaux.

Entre autres, nous avons un nouveau réseau en béton armé ainsi qu'en PVC pour les parties récemment rénovées comme le cas de la cité Sidi M'Hamed Ben Aouda (PCD 2015), les 257 logements, 48 logements et les 89 logements LSP ainsi que la grande partie de la cité Keddar et les 164 logements qui sont en cours de réalisation au PCD 2018.

3. Le réseau « C » :

Le réseau « C » est réalisé en 2017 et n'est pas encore rentré en service, il se situe au Nord du chef-lieu de la commune après le chemin de fer ou lieu-dit POS el Matmar, ce dernier comporte des conduites en béton armé DN 1000, DN 800, DN 600 et DN 500 et en PVC DN 400 et DN 315, ce réseau est acheminé vers l'exutoire à savoir le drain ou le rejet « C » via un collecteur principal en DN 1200 en BA sur un linéaire de 1300 ml.

4. Le réseau pluvial :

Le réseau pluvial que comporte notre aire d'étude est de type unitaire est donc injecté directement avec celui des eaux usées, on a constaté qu'il accuse un grand manque en avaloires et que la plupart qui existent sont bouchés et dans un mauvais état chose qui nécessite un nettoyage et un curage en urgence (comme il est figuré sur les photos jointés) pour éviter les marécages et la stagnation des eaux pluviales sur voix et chaussées pendant l'hiver et aussi pour garder notre réseau d'assainissement en bon état et de projeter d'autres avaloires dans les endroits dépourvus.

II.4.1 Etat du système d'assainissement existant de la ville d'el Matmar :

A) Etat des regards :

Le réseau d'assainissement de la commune d'el Matmar renferme dans sa totalité 986 regards (tous les regards sont en béton) de type circulaire et carrés. La profondeur varie de 1.4 et 3.93 .L'espacement entre les regards est de 5 à 80m selon l'emplacement. Après suivi le tracé des collecteurs et le périphérique, plusieurs constatations ont été faites, à savoir :

- Des regards qui ont disparu avec le temps, à cause des constructions qui ont été réalisées sur ces derniers ou des décharges illicites ;
- Des regards sont sous plusieurs couches de goudron ;
- Absence de tampons qui favorise l'introduction de toutes sortes de déchets (figure N°II.2) ;
- Regards cimentés par le dépôt des sédiments (figure N°II.1)



Figure N°II.1 : regard envasé et sans tampons (regard N° 27 les logts évolutifs)



Figure N°II.2 : regard entièrement envasé et sans tampons ni dalle (regard N° A52 les logts évolutifs)



Figure N°II.3 : regard à entretien
(regard N°B89 Hay SMB)



Figure N°II.4 : regard scelle
(regard N°A163 cité Das)



Figure N°II.5 : regard en très mauvais état
(regard N°B380 rue APC)



Figure N°II.6 : regard bétonné (regard N°B205 cite socolech)

B) Etat des avaloires :

On a constaté durant notre sortie que le réseau d'évacuation connaitre un grand manque en avaloires et que la plupart qui existent sont bouchés et dans un mauvais état chose qui nécessite un nettoyage et un curage en urgence.



Figure N°II.7 : avaloires bouché



Figure N°II.8 : avaloire en mauvais état



Figure N°II.9 : avaloire bouché



Figure N°II.10 : avaloire obturé par des déchets solides

C) Etat des rejets :

Les rejets des réseaux d'assainissement de la commune d'el Matmar se font directement dans les cours d'eau (oued m'siouene et vers les drains) sans prétraitement. Cette situation pose beaucoup de problèmes et il y a même des risques d'apparition de maladies à transmission hydrique.

➤ Rejet réseau A :



Figure N°II.11 : rejet réseau A (oued M'siouene près de la RN°4)

➤ Rejet réseau B :



Figure N°II.12 : rejet réseau B (Drain)

➤ Rejet réseau C :



Figure N°II.13 : rejet réseau C (Drain)

D) Etat des collecteurs :

Comme il a été montré le système d'évacuation est de type unitaire, la conception est en conduites circulaires en béton et Pvc.

Le diamètre du réseau d'assainissement existant varie de 300 à 1200 mm, la longueur totale 5491 ml.

Les canalisations sont dans un mauvais état et sous dimensionné tel que le collecteur de l'auberge qui nécessite une réhabilitation, les conduites des 144 et des 50 logements sociaux qui nécessitent une rénovation à 100%.

II.4.2. Constatation :

D'après l'analyse des données consolidées par des sorties sur terrain des conclusions suivantes ont été faites sur la zone d'étude :

- ❖ Quelques regards sont ouverts et sans tampons ni dallés ou avec dalle dégradée. Ils nécessitent une rénovation.
- ❖ Certains collecteurs nécessitent une réhabilitation car ils sont délaissés et manquent de curage.
- ❖ Quelques conduites nécessitent une rénovation à 100% y compris les 144 et les 50 logements sociaux.
- ❖ Un grand manque en avaloirs et que la plupart qui existent sont bouchés et dans un mauvais état.

- ❖ Les eaux usées rejeté directement vers le milieu naturelle ce qui provoque la contamination de la nappe, la pollution, ...
- ❖ Aucun traitement préalable des eaux rejetées.

II.4.3. Recommandation :

Le diagnostic in situ montre bien que le réseau n'a pas été entretenu selon les normes requises et présente des anomalies à la construction.

- ❖ Vérifier les conditions d'écoulement et de dimensionnement de tout le réseau (collecteur en bon état ou mauvais état).
- ❖ Les bouches d'égout et les regards doivent être nettoyés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement et engendrer des problèmes laborieux sur le fonctionnement hydraulique normal du réseau.
- ❖ On a remarqué que le réseau A est bon de 65% alors que les 35% qui reste nécessite une rénovation totale tel que les logements évolutifs, les 123 logements et la cité Das car c'est un réseau qui est dans un mauvais état et sous dimensionné, tandis que les collecteur de l'auberge nécessite une réhabilitation car il est délaissé et manque de curage et ces regards sont ouvert et sans tampons ni dallé.
- ❖ Prévoir des déversoirs d'orages chaque fois que c'est nécessaire.
- ❖ Une rénovation totale de certaines conduites en mauvais état.
- ❖ Réhabilitation des ouvrages existants en état de détérioration et assurer l'assainissement aux nouvelles habitations.

Conclusion :

L'étude de diagnostic permet d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau, afin de permettre de concevoir les améliorations à la situation présente du système.

- A court terme, prévoir des opérations d'entretien et de réhabilitation des ouvrages existants et assurer l'assainissement aux nouvelles habitations.
- Au moyen et long terme, il s'agit de réaliser des collecteurs d'évacuation des eaux usées vers un système d'épuration projetée.

Nous pouvons conclure ainsi que le réseau d'assainissement de la zone d'étude est en mauvais état, sa réhabilitation, sa rénovation et son extension sont impératives.

Chapitre III :
Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but général de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes.

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

III.1. Généralité :**III.1.1. Les averses :**

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

III.1.2. La période de retour :

La période de retour, ou temps de retour, caractérise le temps statistique entre deux occurrences d'un événement naturel d'une intensité donnée. Ce terme est très utilisé pour caractériser les risques naturels comme les tremblements de terre, la crue ou l'inondation, la tempête, l'orage, etc.

Le choix d'une période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé, il est préférable de prendre une période de récurrence supérieure à la durée de vie du réseau. Pour les projets d'assainissements, nous optons généralement pour une pluie décennale.

III.2. Le série des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (III.1)$$

i : Intensité moyenne en mm/h.

Δh : Hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

La station pluviométrique d'el Matmar est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau N° III.1 : identification de la station d'el Matmar.

Station	Code	Coordonnées		Période d'observation
Station d'el Matmar	13410	X (Km)	308,9	41 (ans)
		Y (Km)	255	
		Z (m)	125	

Source : ANRH Relizane.

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 41 ans allant de 1977 à 2017. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau N°III.2 : la série pluviométrique (station d'el Matmar) (1977-2017).

ANNE	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AO	Pjmax (mm)
1977	11,0	6,0	38,0	11,5	32,0	24,0	28,0	5,5	26,5	1,5	0,5	5,0	38,0
1978	10,0	20,5	8,5	22,0	39,5	21,5	18,5	18,0	1,0	19,0	0,0	0,5	39,5
1979	24,0	0,0	6,5	26,5	8,0	18,0	14,0	33,5	0,5	12,0	0,0	5,0	33,5
1980	3,5	22,5	30,5	0,0	10,0	13,0	37,5	33,5	12,5	2,0	0,0	3,0	37,5
1981	6,5	0,5	13,5	7,0	21,0	11,5	6,5	13,0	12,5	12,5	1,5	12,1	21,0
1982	12,0	12,0	5,0	22,0	15,8	5,3	7,8	6,5	25,1	14,0	0,7	0,0	25,1
1983	0,0	8,3	13,2	16,8	29,2	3,9	14,0	20,7	11,0	0,0	0,0	0,0	29,2
1984	0,0	36,5	12,4	11,5	8,2	21,5	7,5	19,3	0,0	0,0	0,0	0,0	36,5
1985	8,5	12,6	7,2	54,0	12,9	16,1	18,2	21,9	17,3	0,0	0,0	0,0	54,0
1986	7,2	6,4	3,0	30,2	23,9	20,3	17,1	7,8	1,7	3,2	0,0	0,0	30,2
1987	0,5	0,0	0,0	7,1	6,4	16,8	2,4	6,3	5,2	0,0	0,0	0,2	16,8
1988	2,0	30,5	33,0	18,6	0,0	16,5	8,2	1,8	0,4	0,0	0,0	0,9	33,0
1989	0,0	0,0	16,8	7,6	11,8	17,3	24,8	9,2	15,9	4,9	0,0	0,0	24,8
1990	8,0	4,8	32,0	20,9	15,2	5,1	10,6	8,1	12,1	0,0	0,0	0,0	32,0
1991	3,2	19,4	10,4	29,4	22,7	18,1	12,4	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	29,4
1992	14,2	16,2	2,6	8,9	21,8	16,2	1,9	0,0	8,8	0,0	1,5	0,0	21,8
1993	1,2	14,0	21,0	12,2	30,0	10,5	4,3	6,7	21,7	0,0	0,0	0,0	30,0
1994	1,5	2,3	11,2	16,0	3,8	7,7	35,3	10,5	1,6	5,7	0,0	3,7	35,3
1995	3,0	0,0	5,6	9,0	15,2	1,2	11,2	19,0	19,3	0,0	3,4	3,0	19,3
1996	9,9	5,0	16,4	12,4	10,7	13,4	29,1	1,9	8,8	0,0	1,7	3,0	29,1
1997	13,4	14,9	31,1	6,0	8,2	4,0	24,5	7,6	10,6	11,1	1,0	0,0	31,1
1998	0,0	3,0	12,8	19,3	0,0	11,9	5,2	20,2	21,9	1,2	0,0	0,4	21,9
1999	4,6	22,3	12,2	8,8	13,8	20,3	0,0	13,4	3,4	0,0	0,0	0,0	22,3
2000	7,3	13,5	17,2	2,9	8,2	11,6	25,3	5,8	0,4	0,9	0,0	12,7	25,3
2001	9,8	32,7	26,7	7,5	21,6	20,8	9,2	23,9	4,0	4,5	22,6	0,0	32,7
2002	5,6	3,5	1,7	7,7	21,2	6,5	0,0	51,1	4,0	0,0	0,0	3,2	51,1
2003	16,3	15,9	32,6	16,9	5,6	4,8	4,6	11,8	19,4	0,0	0,0	0,0	32,6
2004	0,8	3,4	6,2	36,6	18,3	14,3	35,0	0,0	5,5	0,0	0,0	0,0	36,6
2005	18,2	7,6	9,7	16,4	0,0	0,0	6,2	1,9	7,6	0,0	0,0	0,0	18,2
2006	19,9	52,7	28,4	8,2	10,2	21,9	1,5	30,5	5,2	0,0	0,0	0,0	52,7
2007	9,8	10,4	85,4	7,2	3,8	0,3	8,8	16,9	37,4	0,0	0,0	3,5	85,4

2008	0,0	16,7	12,9	5,3	19,9	11,7	1,8	40,0	13,4	1,5	0,0	0,0	40,0
2009	0,0	9,6	15,8	42,2	13,7	9,8	7,9	10,2	33,4	6,5	0,0	0,0	42,2
2010	4,8	12,7	22,0	65,2	4,8	26,3	8,2	5,2	0,0	0,0	0,0	0,0	65,2
2011	6,2	11,2	40,0	7,8	41,5	12,0	8,2	10,8	35,8	5,8	0,0	0,0	41,5
2012	6,6	0,0	0,0	30,6	26,7	8,0	21,5	25,9	4,9	0,0	0,0	0,0	30,6
2013	10,1	27,4	20,6	4,0	13,7	3,7	8,9	11,7	15,0	0,7	5,4	0,0	27,4
2014	4,8	18,4	33,2	22,1	14,1	8,4	13,2	17,1	3,0	0,0	0,0	0,0	33,2
2015	27,2	2,2	13,9	12,8	18,8	26,8	26,3	10,4	8,8	0,0	0,0	21,4	27,2
2016	2,9	17,7	8,8	6,5	26,3	18,5	10,7	18,2	11,9	14,4	0,0	0,0	26,3
2017	4,5	6,0	14,7	10,7	9,8	15,7	12,2	25,4	0,7	0,0	0,0	0,0	25,4

Source : ANRH Relizane.

III.3. Homogénéisation des données :

La vérification de l’homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l’ajustement.

L’homogénéisation des données est une analyse statistique de l’information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans la série hydrologique.
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées. [3]

Pour notre série on a choisi de la vérifier par la méthode de test de la médiane, dont les démarches sont les suivantes :

- 1) Classer la série par ordre croissant.
- 2) Déterminer la valeur M de la médiane d’ordre m (de telle sorte que 50% des X_i soient inférieurs à X et 50% des X_i soient supérieures à x). Deux cas sont possibles :
 - Si N est impaire, on prend la valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la valeur et la valeur.

On a : $N = 41$, donc : , alors la médiane est : $M = 31.1$ mm

- 3) Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $X_i > M$ ou bien un signe (-) $< M$.
- 4) Calculons les quantités N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).
- 5) Vérifier les conditions du test :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1}) \tag{III.2}$$

$$T_s < 3.3[\log_{10}(N) + 1] \tag{III.3}$$

Tableau N°III.3 : calcul des paramètres du test de la médiane

Série classé par ordre croissant			Série non classé		
Ordre m	Année	P _{max j} (mm)	Année	P _{max j} (mm)	Signe
1	1987	16.8	1977	38	+
2	2005	18.2	1978	39.5	+
3	1995	19.3	1979	33.5	+
4	1981	21	1980	37.5	+
5	1992	21.8	1981	21	-
6	1998	21.9	1982	25.1	-
7	1999	22.3	1983	29.2	-
8	1989	24.8	1984	36.5	+
9	1982	25.1	1985	54	+
10	2000	25.3	1986	30.2	-
11	2017	25.4	1987	16.8	-
12	2016	26.3	1988	33	+
13	2015	27.2	1989	24.8	-
14	2013	27.4	1990	32	+
15	1996	29.1	1991	29.4	-
16	1983	29.2	1992	21.8	-
17	1991	29.4	1993	30	-
18	1993	30	1994	35.3	+
19	1986	30.2	1995	19.3	-
20	2012	30.6	1996	29.1	-
21	1997	31.1	1997	31.1	+
22	1990	32	1998	21.9	-
23	2003	32.6	1999	22.3	-
24	2001	32.7	2000	25.3	-
25	1988	33	2001	32.7	+
26	2014	33.2	2002	51.1	+
27	1979	33.5	2003	32.6	+
28	1994	35.3	2004	36.6	+
29	1984	36.5	2005	18.2	-

30	2004	36.6	2006	52.7	+
31	1980	37.5	2007	85.4	+
32	1977	38	2008	40	+
33	1978	39.5	2009	42.2	+
34	2008	40	2010	65.2	+
35	2011	41.5	2011	41.5	+
36	2009	42.2	2012	30.6	-
37	2002	51.1	2013	27.4	-
38	2006	52.7	2014	33.2	+
39	1985	54	2015	27.2	-
40	2010	65.2	2016	26.3	-
41	2007	85.4	2017	25.4	-

Tableau N°III.4 : résultat du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N _s	41	41 > 14.65 Condition N°1 vérifiée
$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$	14.65	
T _s	6	6 < 8.62 Condition N°2 vérifiée
$T_s < 3.3[\log_{10}(N) + 1]$	8.62	

Interprétation :

D’après les résultats du test de la médiane on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

III.4. Étude des précipitations maximales journalières :

L’étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Les principales étapes de l’étude sont les suivantes :

- Classer la série des P_{max,j} par ordre croissant ;
- Calculer la fréquence expérimentale F(x) (au non dépassement) ;

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
- Ajuster la série graphiquement ;
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance ;
- Calculer les averses et les intensités de courte durée. [3] et [11]

III.4.1. Caractéristiques empiriques de la série :

➤ **La somme « $\sum_{i=1}^N P_{max.j}$ » :**

D'où :
$$\sum_{i=1}^N P_{max.j} = 1384.9 \text{ mm}$$

➤ **La moyenne « $\overline{P_{max.j}}$ » :**

Avec N= 41, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{max.j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{max.j}}{N} \tag{III.4}$$

➤ **L'écart-type « $\sigma_{P_{max.j}}$ » :**

Pour N=41 supérieurs à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max.j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{max.j} - \overline{P_{max.j}})^2}{N}} \tag{III.5}$$

➤ **Le coefficient de variation « Cv » :**

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max.j}}}{\overline{P_{max.j}}} \tag{III.6}$$

Tableau N°III.5 : les caractéristiques empiriques de la série pluviométrique :

Nombres d'années d'observation	41
Valeur maximale (mm)	81.4
Valeur minimale (mm)	16.8
Médiane (mm)	31.1
Moyenne (mm)	33.78
Ecart-type (mm)	13.08
Coefficient de variation	0.39
Exposant climatique	0.35

III.4.2. Ajustement de la série :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité- stationnarité sont réunies, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. [3]

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les trois lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (log normal) et la loi de GEV.

Ajustement graphique : par le logiciel HYFRAN :**III.4.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :**

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.7})$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln [-\ln(f(x))] \quad (\text{III.8})$$

Avec :

X : variable étudiée ($p_{\max j}$) ; X_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex »

- L'expression de quantile est alors :

$$X = \alpha y + X_0$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 8.75174 \quad X_0 = 28.3955$$

- Les résultats obtenus par le logiciel **Hyfran** sont défini dans le tableau suivant :

Tableau N°III.6 : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	68.7	5.60	57.7 - 79.6
50.0	0.9800	62.5	4.87	53.0 - 72.1
20.0	0.9500	54.4	3.91	46.7 - 62.1
10.0	0.9000	48.1	3.19	41.8 - 54.3
5.0	0.8000	41.5	2.47	36.7 - 46.4

T	Fréquence	Pjmax	Intervalle de confiance	Alpha	U
10	0.9	48.1	41.8 - 54.3	8.75174	28.3955

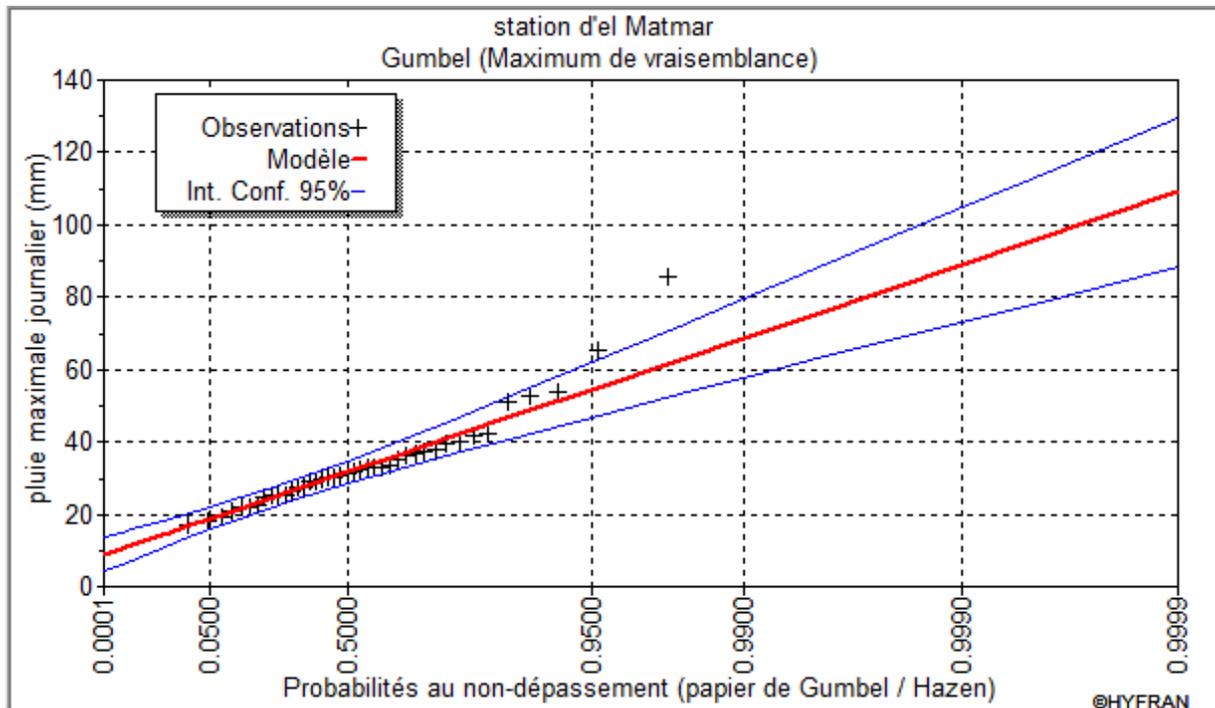


Figure N°III.1 : ajustement graphique à la loi de Gumbel.

III.4.2.2. Ajustement à la loi de Galton (log-normale) :

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

- La fonction de répartition de la loi log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{III.9}$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \tag{III.10}$$

Avec :

X : variable étudiée (p_{max,j}) ;

$\overline{\ln(x)}$: La moyenne des logarithmes de la variable x ;

$\sigma_{\ln(x)}$: L’écart-type des logarithmes de la variable x ;

- L’expression d quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \tag{III.11}$$

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.34 \quad \overline{\ln(x)} = 3.44$$

- Résultats de l’ajustement à la loi de Galton :

Tableau N°III.7 : résultat de l’ajustement à la loi log-normale (Hyfran).

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	69.5	7.07	55.6 - 83.3
50.0	0.9800	63.4	5.91	51.8 - 75.0

20.0	0.9500	55.3	4.47	46.5 - 64.1
10.0	0.9000	48.9	3.48	42.1 - 55.8
5.0	0.8000	42.2	2.58	37.2 - 47.3

T	Fréquence	Pjmax	Intervalle de confiance	Sigma	Mu
10	0.9	48.9	42.1 - 55.8	0.3353	3.4608

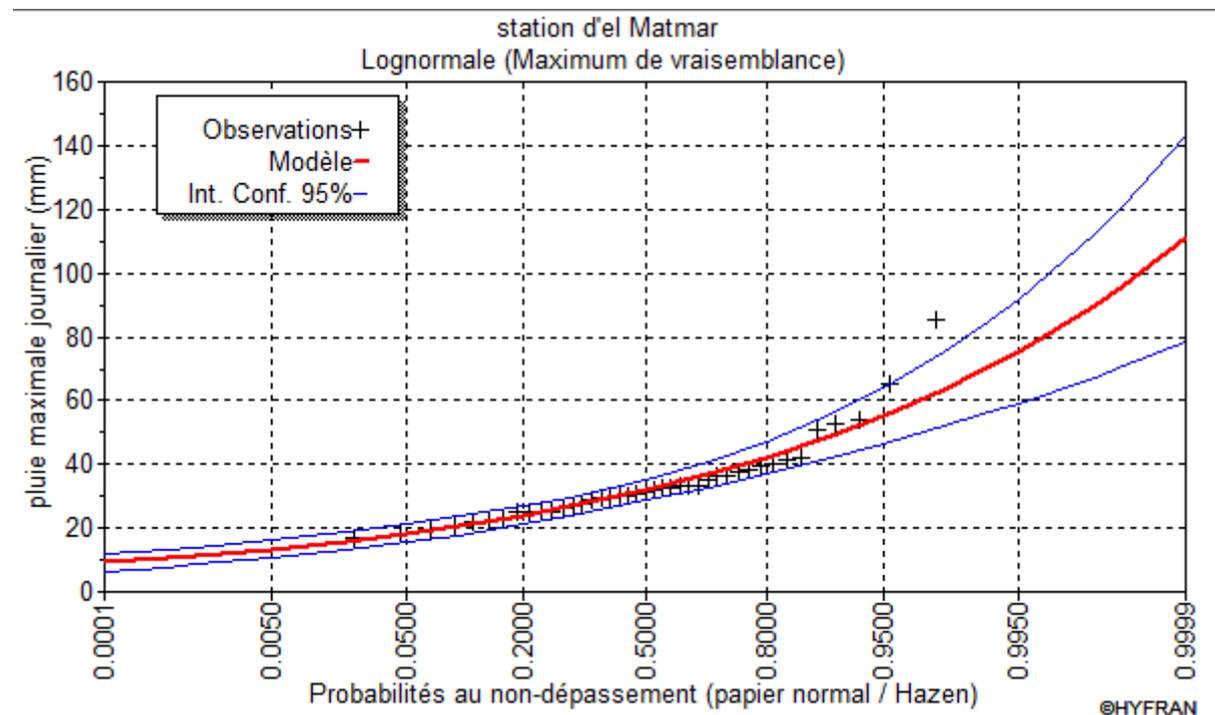


Figure N°III.2 : ajustement graphique à la loi log-normale.

III.4.2.3. Ajustement à la loi GEV :

➤ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{III.12}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{K} \ln\left[1 - \frac{K}{\alpha}(x - u)\right] \tag{III.13}$$

Avec :

X : variable étudiée ($p_{\max,j}$) ;

U : paramètre de position ;

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$) ;

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

➤ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{K} (1 - e^{-Ky}) \quad (\text{III.14})$$

➤ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$U = 27.8577 \quad K = -0.135082 \quad \alpha = 8.09889$$

➤ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau N°III.8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	79.5	16.3	47.5 - 111
50.0	0.9800	69.5	11.4	47.2 - 91.8
20.0	0.9500	57.5	6.69	44.3 - 70.6
10.0	0.9000	49.2	4.33	40.7 - 57.6
5.0	0.8000	41.3	2.80	35.8 - 46.8

T	Fréquence	Pjmax	Intervalle de confiance	Alpha	K	U
10	0.9	49.2	40.7 - 57.6	8.098	-0.135082	27.8577

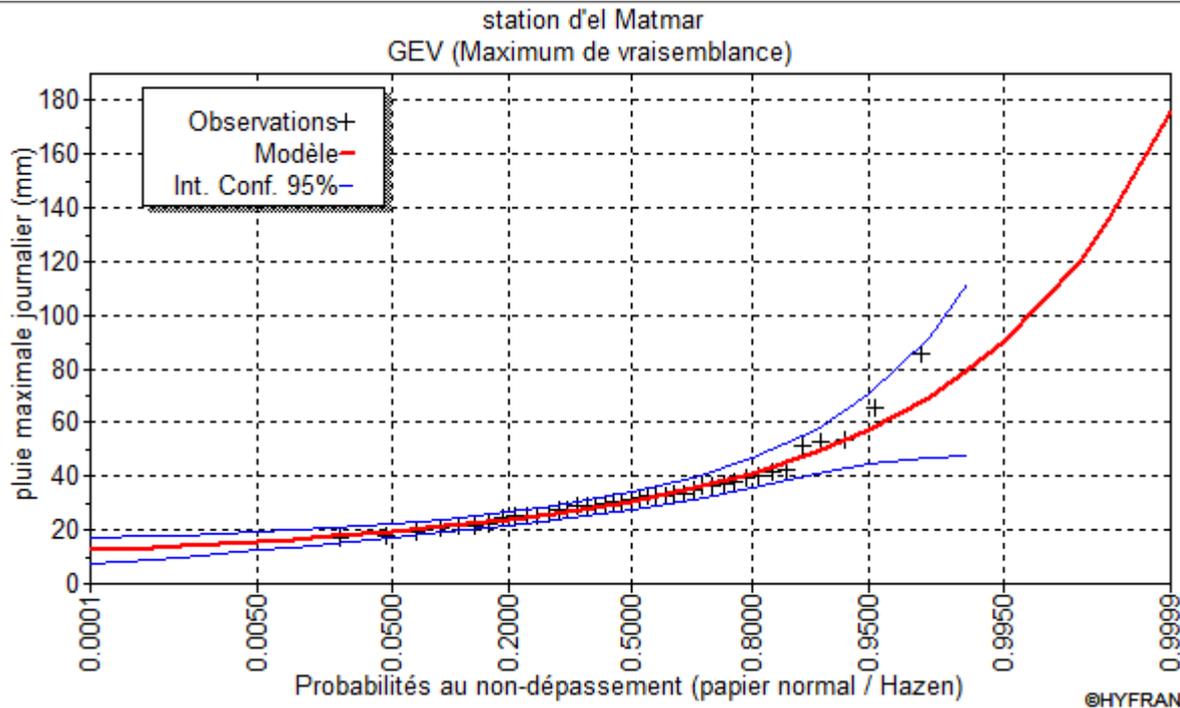


Figure N°III.3 : ajustement graphique à la loi GEV.

III.4.2.4. Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique (test visuel) et un test de dispersion.

❖ Test d'adéquation du Khi² (χ^2) :

Le test Khi² appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson, est un test non paramétrique servant à l'adéquation et par conséquent le choix du meilleur ajustement des lois statistiques. Le test basé sur la comparaison entre les variables, $\chi^2_{théorique}$ et $\chi^2_{calculé}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Les résultats du test d'adéquation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°III.9 : résultats du test d'adéquation de χ^2 .

Lois statistiques	Degré de liberté	χ^2 théorique	χ^2 calculé
Gumbel	5	11.07	2.12
Galton	5	11.07	2.90
GEV	4	9.48	2.12

Interprétation :

à partir du tableau ci-dessus, les trois lois sont adéquates car $\chi^2_{calculé}$ est inférieur à $\chi^2_{théorique}$.

❖ **Test visuel :**

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique. Pour comparer les trois lois nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d'ajustement.

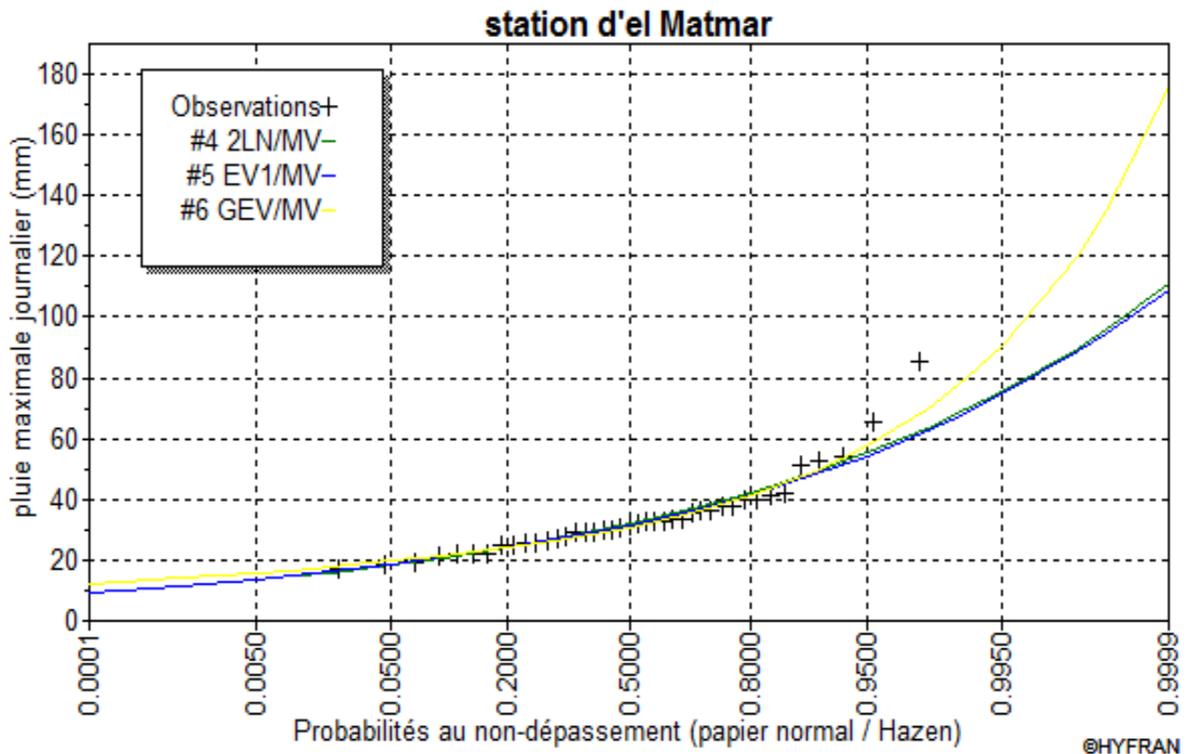


Figure N°III.4 : représentation graphique de l'ajustement des trois lois.

Interprétation :

Dans la figure N°III.4, on remarque que l’ajustement issu de la loi de GEV est le meilleur, du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la courbe théorique et ça se confirme la remarque précédente donc on opte pour la **loi de GEV**.

III.5. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l’ajustement à la loi de GEV.

❖ **Pluies de courte durée :**

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à ma base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max.j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{III.15}$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) ;
- $P_{max.j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondant à une fréquence de dépassement donnée (p%) ;
- t : durée de l’averse (h) ;
- b : exposant climatique ; selon l’ANRH Relizane, $b=0.35$ pour la zone d’étude.

❖ **Intensités de courte durée :**

Pour le calcul de l’intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ » de courte durée « t » à une fréquence de dépassement donnée « $p\%$ », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (mm/h) \tag{III.16}$$

- Les calculs sont représenter dans le tableau suivant :

Tableau N°III.10 : pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
Xt	41.3mm		49.2 mm		57.5 mm		69.5 mm		79.5 mm	
T	P mm	i mm/h	P mm	i mm/h	P mm	i mm/h	P mm	i mm/h	P mm	i mm/h
0.1	6.06	60.6	7.22	72.2	8.44	84.4	10.2	102	11.67	116.7
0.2	7.73	38.65	9.2	46.04	10.76	53.81	13.01	65.04	14.88	74.4
0.25	8.35	33.4	9.95	39.82	11.63	46.55	14.06	56.26	16.09	64.36
0.5	10.65	21.3	12.69	25.38	14.83	29.66	17.92	35.85	20.5	41.01
0.75	12.27	16.37	14.62	19.5	17.09	22.79	20.66	27.54	23.63	31.51
1	13.57	13.57	16.17	16.17	18.9	18.9	22.85	22.85	26.13	26.13

III.6. Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d’assainissement, et concernant l’estimation des débits pluviaux, on s’intéresse généralement à l’intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D’après les résultats précédents illustrés dans le **tableau N°III.10**, on a :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 39.56 \text{ mm/h}$$

$$i_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{39.82 \times 10000}{3600} = 110 \text{ l/s.ha}$$

Avec :

$\frac{10000}{3600}$: est le terme de conversion du (mm /h) en (L/s.ha)

Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; pour cela et d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV on a déterminé les pluies de courte durée et leurs intensités.

D'où, l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t=15\text{min}$ et une période de retour $T= 10\text{ans}$ est :

$$i_{15\text{min}, 10\%} = 39.56\text{mm/h}$$

Donc le débit spécifique est :

$$i = 110 \text{ l/s.ha}$$

Chapitre IV :

Calcul de base

Introduction :

Quelque soit la nature d'un réseau d'assainissement projet au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évacuer :

- Les eaux usées (eau de vanne, ménagère, ...) provenant des habitations appelées également eaux d'origine domestique et eaux provenant des industries et des services.
- Les eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.
- Et, dans certain cas les eaux parasites claires ou de drainage.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable d'où on est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi les quelles on trouve, le calcul de base.

Au sien de cette phase on fait l'estimation du nombre d'habitant pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

IV.1 situation démographique :

L'estimation de la population du chef-lieu de la commune d'el Matmar est basée sur le recensement de 2008 (l'année de référence) avec un taux d'accroissement démographique annuel de 1.06% (source APC).

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour certaine période appelé, durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée.

Selon les Besoins des prévisions, il existe deux types d'estimation de la population :

- L'estimation à court terme, de 5 à 10 ans ;
- L'estimation à long terme de 10 à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation d'intérêt composé :

$$P_n = P_0 (1+T)^N \quad (IV.1)$$

Avec :

P_n : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

P_0 : nombre d'habitants à l'année de référence.

T : taux d'accroissement démographique annuel T= 1.06% (d'après APC).

N : écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon de calcul (2008-2050), N= 42ans.

Sur cette base, nous dressons le tableau d'évaluation de la population jusqu'à l'an 2050

Tableau N°IV.1 : Evaluation de la population.

Horizon	2008	2016	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Population	12629	13740	14332	15108	15926	16788	17697	18655	19665

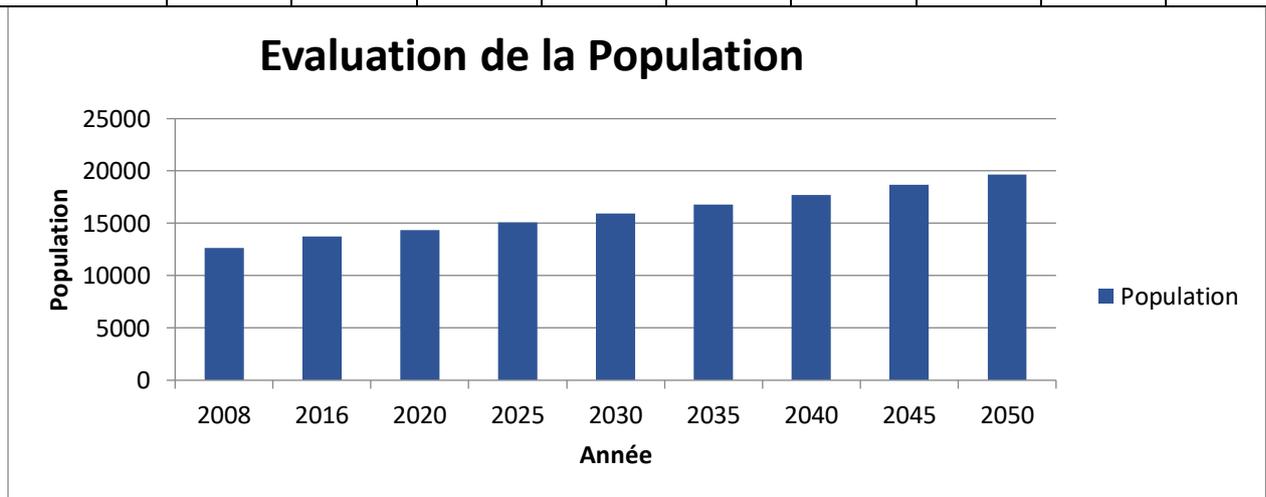


Figure N°IV.1 : Evaluation de la population.

Note : pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement l'horizon de calcul est fixé à 2050.

IV.2 Découpages de l'aire d'étude en sous bassin élémentaires :

Le bassin est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crêtes ou lignes de rencontre des versants vers le haut ou encore ligne de partage des eaux. Dans un bassin élémentaire, toutes les eaux qui ruissellent par une seule ligne d'écoulement.

A chaque sous bassin correspond un secteur élémentaire d'étude pour le calcul des débits générés et il est constitué d'une ou plusieurs zones.

Pour effectuer ce découpage, on procède à une analyse du site, on recherche les limites, les lignes caractéristiques du relief et les accidents topographiques (fossés, talus, murs...) la représentation des courbes de niveau, plus finement les agrandissements, la déformée du relief, les limites naturels (oueds, talwegs...), les routes et les voiries existantes, densité des habitants.

De même, en ce qui concerne la contribution différenciée des sous-bassins ruraux ou urbanisées où le découpage doit caractérisée l'approche modélisée conduisant à la production de débits composés.

→ Pour notre projet le découpage de la zone d'étude se fait suivant la nature du sol, la densité des habitants, les routes et les voiries existants ainsi que les limites naturelles. On va découper le site en (24) sous bassin.

IV.3 systèmes d'assainissement :

L'évacuation des eaux usées domestiques industrielles et pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo-séparatif.

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

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses ;
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux de vanes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisation où l'effluent s'écoule généralement gravitairement. [10]

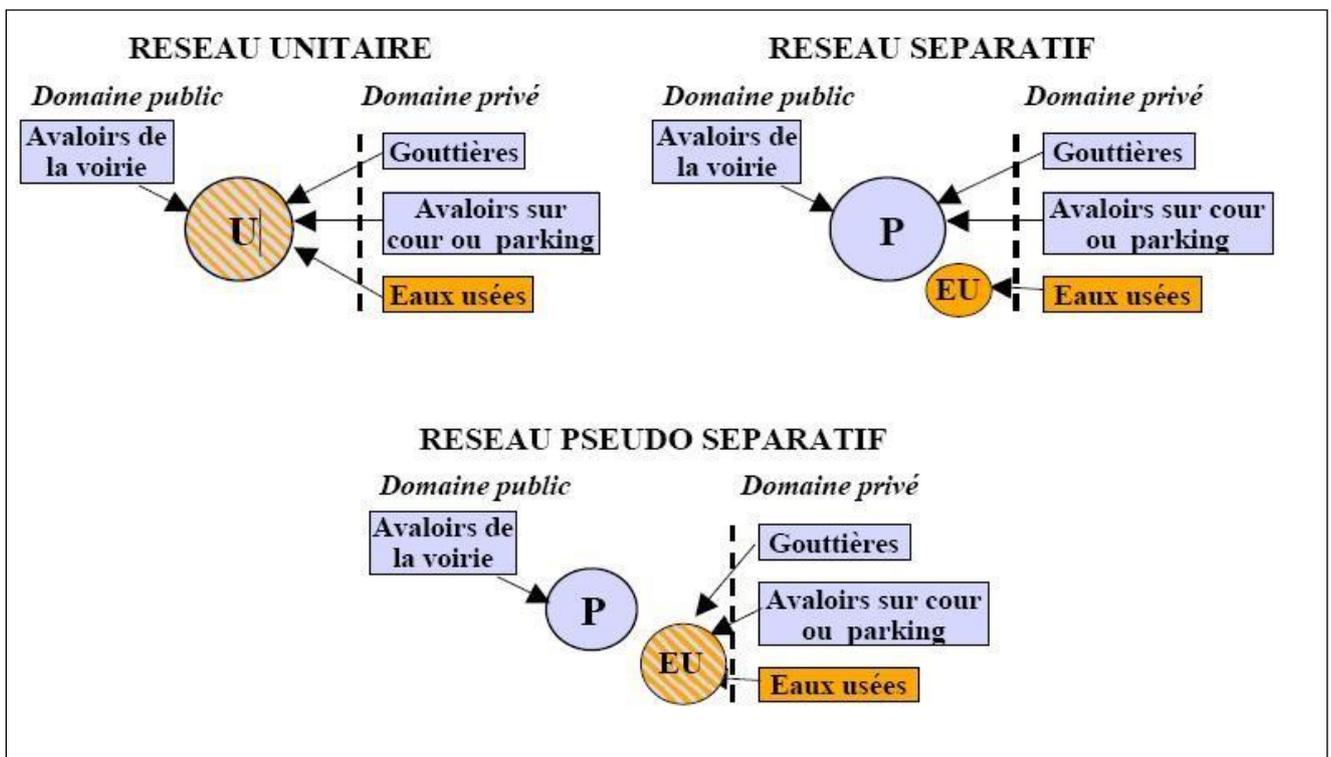


Figure N°IV.2 : schema des différents système d'assainissement.

A) Système unitaire :

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égouts ménagers et industriels et les eaux de pluie. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épurations relativement importantes afin de pouvoir absorber des pointes de ruissellement. Par temps de pluie, de débit supplémentaire qui ne peut être traité dans la station d'épurations est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orage. Le cout de ce système est faible.

En pratique, les déversoirs d'orage qui sont utilisés remplissent souvent mal leurs rôles :

- Le rejet direct au milieu naturel est constitué d'un mélange d'eaux pluviales et d'eaux usées qui peuvent être fortement polluées.

Le fonctionnement de la station d'épuration peut être compromis par l'arrivée d'un mélange d'eaux d'origines différentes dont la composition est souvent très différente de celles des eaux usées seules. [1] et [10]

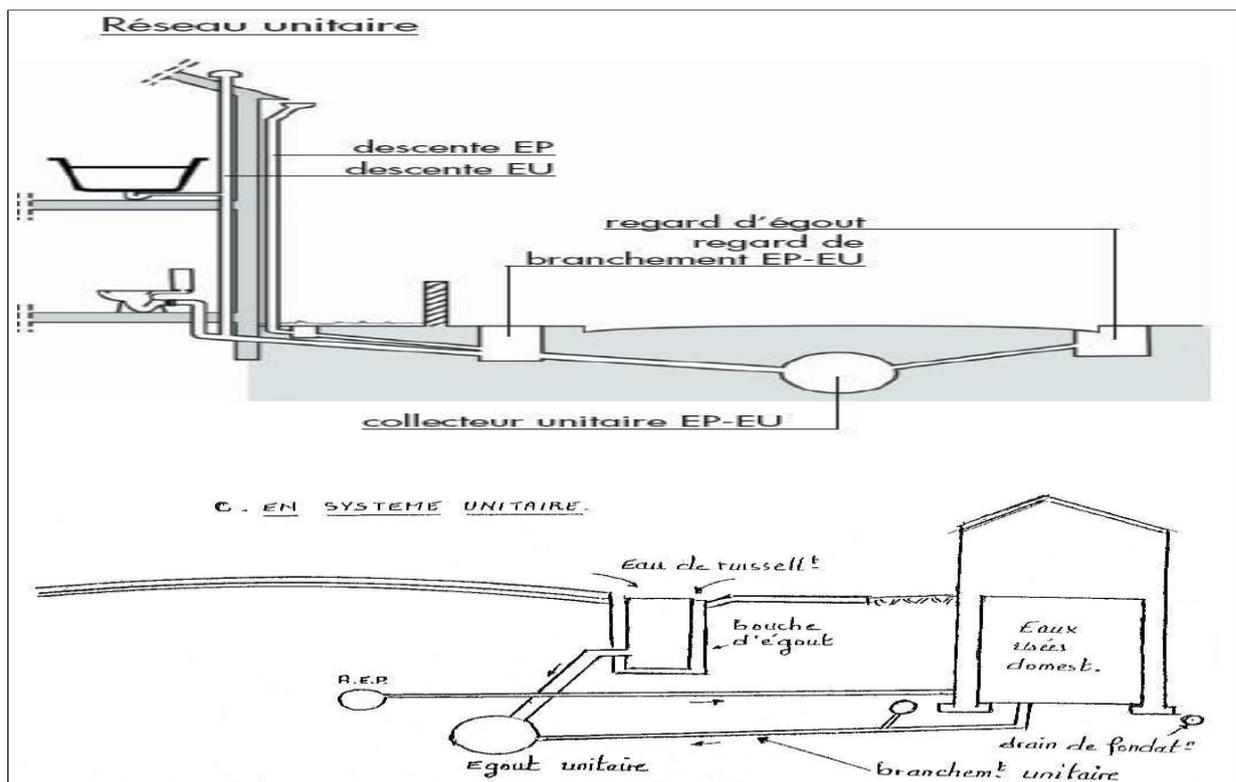


Figure N°IV.3 : système unitaire.

Les avantages, inconvénient est domaines d'utilisation de ce système sont représentés dans ce tableau :

Tableau N°IV.2 : avantages, inconvénient et domaines d'utilisation du système unitaire.

Avantages	Inconvénients	Domaine utilisation privilégié	Contraintes d'exploitation
-conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble ; - encombrement réduit du sous-sol ; -à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux Pluviales) ; - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités - pas de risque d'inversion de branchement.	- Débit à la station d'épuration très variable ; -Apport de sable important à la station d'épuration ; - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage	- Milieu récepteur éloigne des points de collecte ; - Topographie à faible relief ; - Imperméabilisation importante - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important	Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

B) Système séparatif :

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans une seule conduite, les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.

1. Réseau pluvial :
2. Réseau d'eaux usées :

Ce système présente certains avantages par rapport au premier :

- La station d'épuration peut simplement être dimensionnée pour le débit de pointe de temps sec, d'où il en résulte une économie ;
- La composition des eaux usées étant sensiblement constante, la station peut fonctionner de façon sûre et efficace ;

- Les eaux de ruissellement, sensées être plus propres que les eaux usées sont moins préjudiciables au milieu naturel.

Le doublement du réseau entraine une augmentation du cout. Cet inconvénient n'est d'ailleurs pas systématique car il peut être composé par une diminution de la longueur des canalisations d'eau pluviale allant directement au milieu naturel. [1]

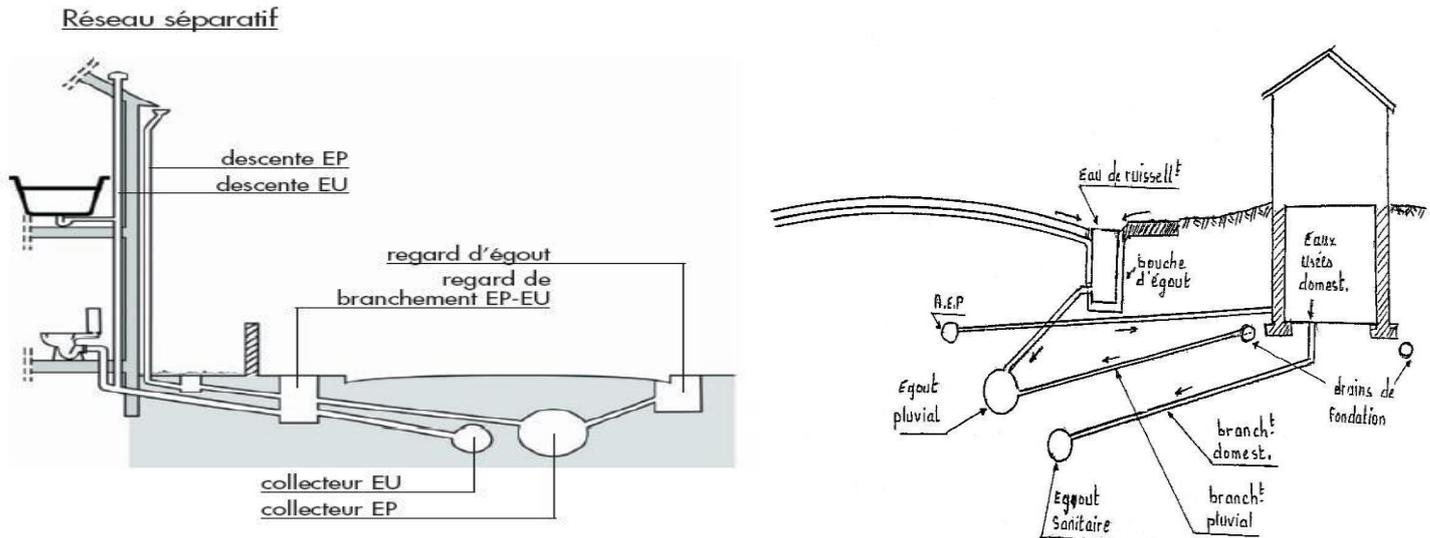


Figure N°IV.4 : Système séparatif.

Les avantages, inconvénient est domaines d'utilisation de ce système sont représentés dans ce tableau :

Tableau N°IV.3 : Avantages, inconvénient et domaines d'utilisation du système séparatif.

Avantages	Inconvénients	Domaine d'utilisation Privilegié	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées ; - exploitation plus facile de la station d'épuration ; - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol ; - coût d'investissement élevé ; - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements ; - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ; - entretien des ouvrages particuliers (syphons, chasses d'eau, avaloirs) ; - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.

C) Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques traçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espace privés, avec celle des eaux usées il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins : c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration dû à l'apport des eaux pluviales. [10]

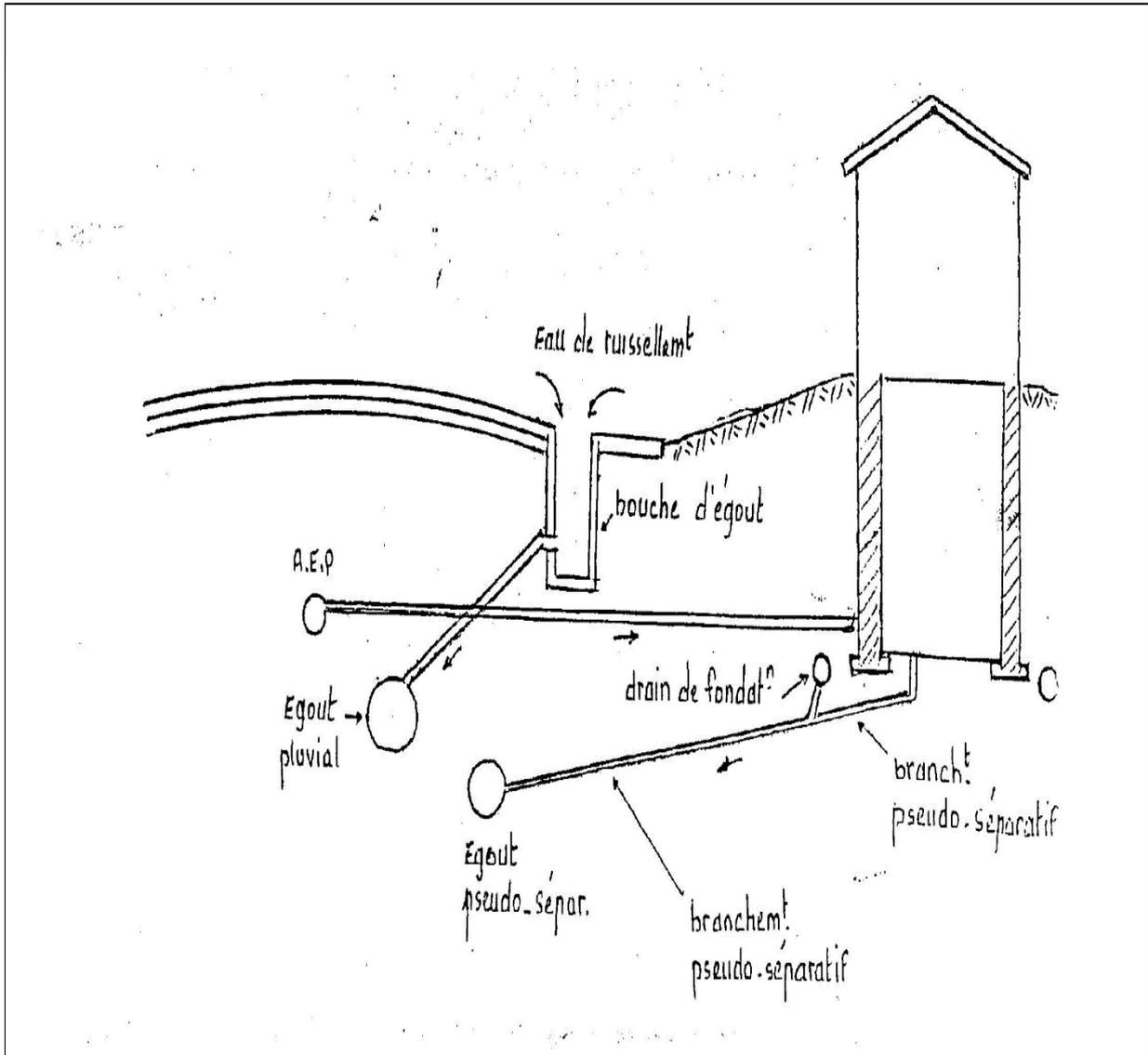


Figure N°IV.5 : système pseudo-séparatif.

Les avantages, inconvénient est domaines d'utilisation de ce système sont représentés dans ce tableau :

Tableau N°IV.4 : avantages, inconvénient et domaines d'utilisation.

Avantages	Inconvénients	Domaine d'utilisation Privilégié	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Petits et moyennes agglomération. - Présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - Surveillance accrue des branchements.

D) Système mixte :

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de Système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le Système séparatif. [9]

E) Système autonome :

C'est un système individuel non raccordé à un réseau public (assainissement non-collectif). Ce système est utilisé dans les sites ruraux où on rencontre une faible densité d'habitations (espaces isolés et entités individuelles), ce qui rend la mise en place des réseaux publics très coûteuse. [10]

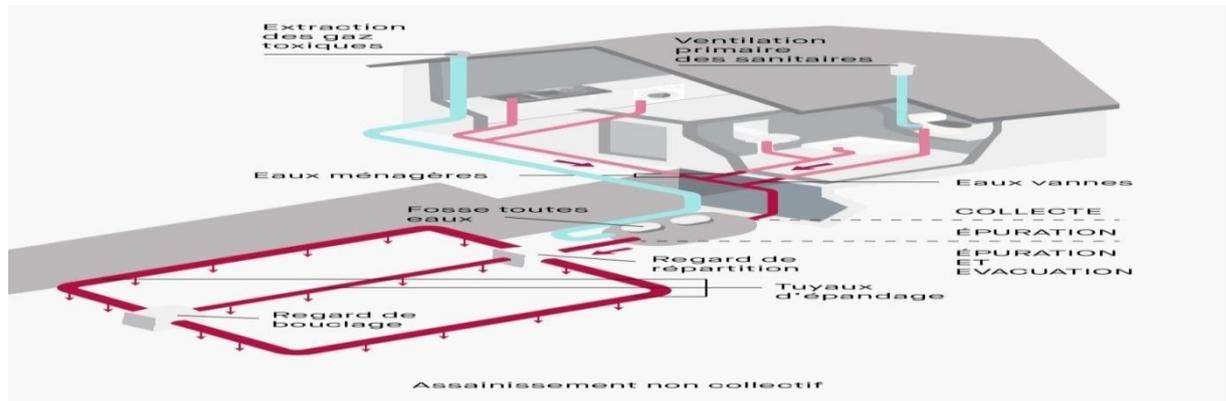


Figure N°IV.6 : système autonome.

F) Système non gravitaire :

Que l'on appelle court transfert forcé mis en œuvre chaque fois que la topographie du terrain l'exige.

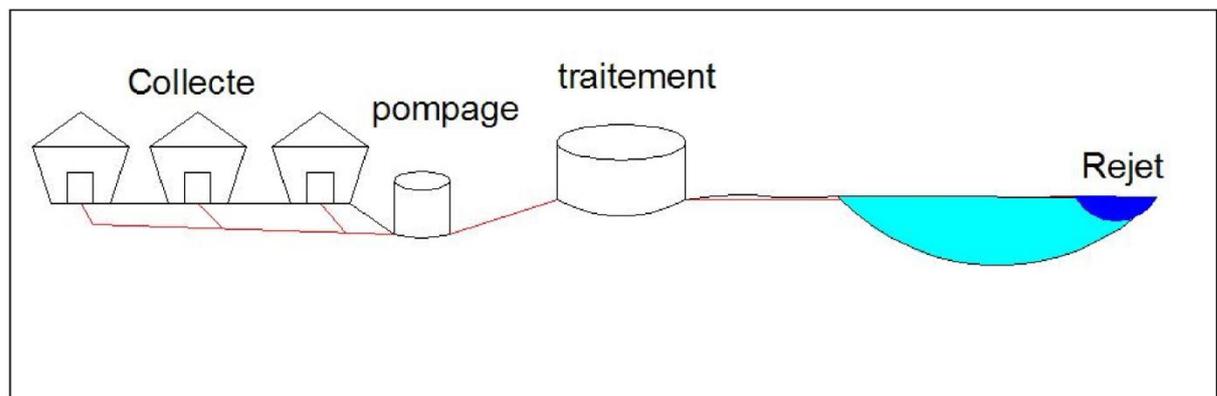


Figure N°IV.7 : système non-gravitaire.

IV.4 choix du système d'assainissement :

En prendre en considération les paramètres suivants Pour le choix du système d'assainissement :

- ✓ L'impact provoqué sur le milieu naturel à savoir que :
 - Une station d'épuration est obligatoire pour un système unitaire.
 - En un système séparatif les eaux pluviales sont rejetées directement dans le milieu naturel, mais ces eaux peuvent porter un préjudice majeur à ce dernier.
- ✓ S'il s'agit d'une extension de réseau il faut tenir compte du système existant.
- ✓ La topographie du terrain naturel.
- ✓ Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- ✓ Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc....).

- ✓ De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eau potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc...). [1]

→ D'après le système d'évacuation existant, nous remarquons qu'il est de type unitaire.

IV.5 Schéma d'évacuation :

Le réseau d'assainissement fonctionne essentiellement en écoulement gravitaire, sauf dans certains cas particuliers. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. Des fonctions du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas. [1]

A) Schéma perpendiculaire :

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau, ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile.

Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans les cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections, en fonction de la direction des collecteurs par rapport à celle du cours d'eau, en distingue le schéma perpendiculaire simple et étagé. [10]

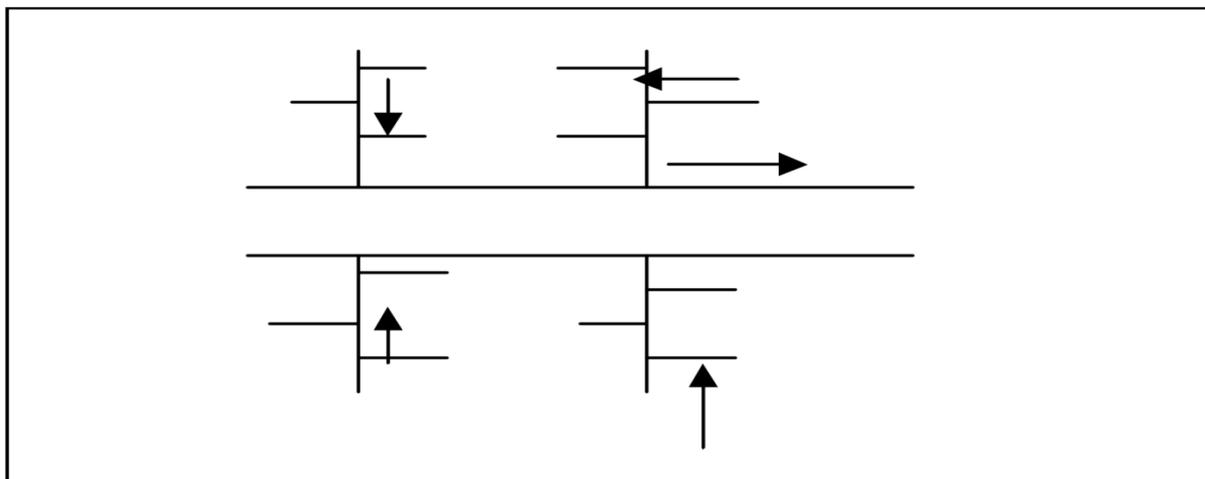


Figure N°IV.8 : schéma perpendiculaire.

B) Schéma par déplacement latéral :

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique ; ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique, soit par un collecteur latéral. [1]

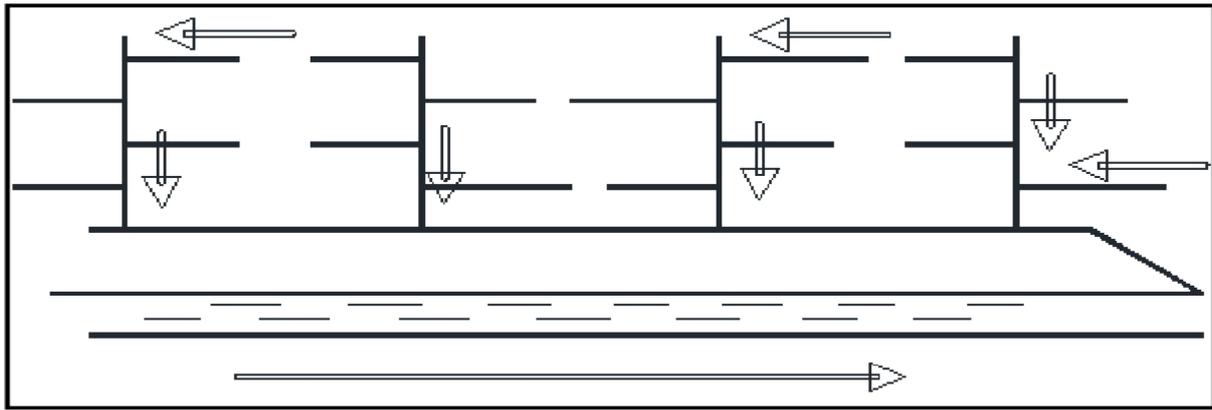


Figure N°IV.9 : schéma par déplacement latéral.

C) Schéma par zone étagées :

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le 2^{ème} réseau est utilisé pour ne pas trop charger le 1^{er} réseau. Utilise lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux. [1] et [5]

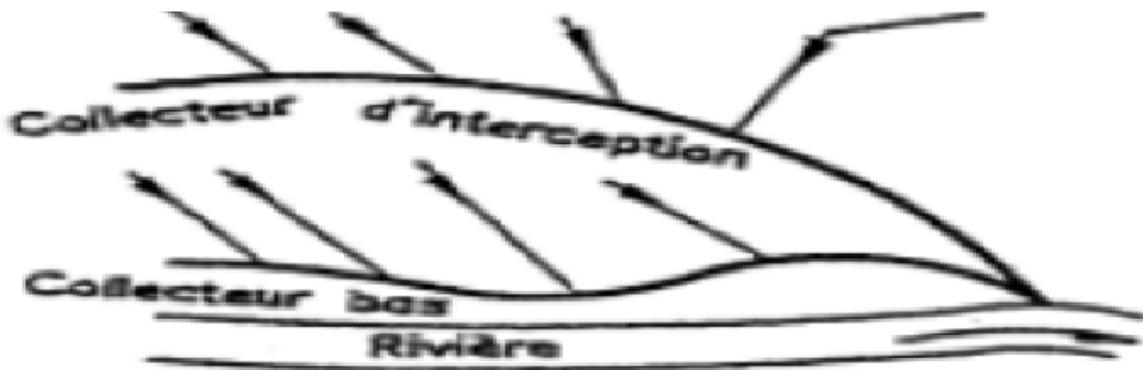


Figure N°IV.10 : schéma par zone étagées.

D) Schéma radial :

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point (puits de collecte) par la suite un relevage. Il est nécessaire pour le transit vers les cours d'eau récepteur. [10]

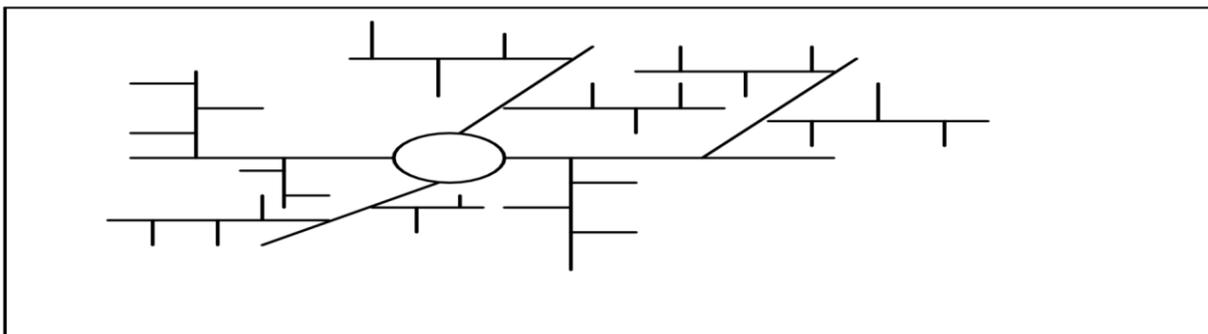


Figure N°IV.11 : schéma radial.

IV.6 choix du schéma d'évacuation :

Le choix dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivants :

- ✓ Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir ;
- ✓ Les conditions économiques : le cout et les frais d'investissement et d'entretien ;
- ✓ L'implantation des canalisations le domaine public (l'implantation des canalisations dans un domaine privé crée des suggestions importantes du fait de la présence de regard de visite)
- ✓ Les conditions d'environnements : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- ✓ L'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- ✓ La résistance de la canalisation aux efforts physique et du gel. [1]

➔ Pour notre projet, on va adopter un schéma par déplacement latérale.

IV.7 Principe de tracé du réseau :

L'implantation du réseau d'assainissement est basée sur les points suivants :

- ✓ Le tracé doit suivre les voix publiques pour faciliter les opérations de pause, d'entretien et exploitations des conduites ;
- ✓ Le tracé le plus court en tenant compte de la situation topographique ;
- ✓ Le tracé doit suivre le sens de la pente ;
- ✓ Eviter la traversé des obstacles (oued, chemin de fer) au maximum possible.
- ✓ Voir l'emplacement des cours d'eau et de la station d'épuration.

IV.8 choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement C_r est défini comme étant le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur cette surface.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale de simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces dernies soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement. [1] et [8]

La grandeur du coefficient de ruissellement varie de 0.05-1 et dépend de :

- L'humidité de l'aire ;
- L'humidité de la surface ;
- La température ;
- La vitesse et la direction du vent ;

- L'orientation de la pluie ;
- La capacité de la surface de retenir l'eau ;
- La durée des pluies ;
- La densité de la population ;
- Le mode d'occupation de sol.

L'estimation du coefficient de ruissellement pondéré se fait par plusieurs méthodes à titre empirique avec différents paramètres d'influence :

IV.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Le coefficient de ruissellement peut être obtenu d'une manière simplifiée par la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{0.981}{4.53+t}p + \frac{0.78t}{31.17+t}(1 - P) \tag{IV.2}$$

Où :

C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré.

t : temps d'écoulé à partir du commencement de la précipitation (mn).

p : pourcentage des surfaces imperméabilisées.

IV.8.2 Coefficient de ruissellement en fonction d'occupation de sol :

Tableau N°IV.5 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction d'occupation de sol.

Type d'occupation du sol		Cr
Commercial		0.70-0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3-0.5
	Collectifs	0.5-0.75
	Habitat dispersé	0.25-0.4
Industriel		0.5-0.8
Parcs et jardin public		0.05-0.25
Terrain de sport		0.1-0.3
Terrain vagues		0.05-0.15
Terrain agricoles	Drainées	0.05-0.13
	Non drainées	0.03-0.07

Source : satin et al (2006).

IV.8.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :**Tableau N°IV.6 :** valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Source: water environment federation (1970).

IV.8.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :**Tableau N°IV.7 :** valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la 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	0.80-0.90

Source : Gomella et Guerree (1967).

IV.8.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface :

Tableau N°IV.8 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface.

Nature de la surface	Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85-0.9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75-0.85
Pavage en blocages	0.40-0.50
Surfaces goudronnées	0.25-0.60
Chemin en gravier	0.25-0.30
Gare, terrain de sport	0.10-0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05-0.25
Forets	0.01-0.20

Source : Gomella et Guerree (1967).

IV.9. calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier :

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- On calcul le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcul la densité partielle de chaque sous bassin ;
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins. [9]

IV.9.1. choix et détermination de coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude pour pouvoir estimer approximativement un coefficient de ruissellement moyen en fonction de la nature des surfaces élémentaires.

➔ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.9 : valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.

N° sous bassins	Surface : A (ha)	Cri
1	3.13	0.74
2	2.35	0.6
3	2.55	0.72
4	1.36	0.44
5	9.81	0.47
6	4.24	0.67
7	7.05	0.66
8	3.7	0.75
9	4.69	0.68
10	5.26	0.67
11	6.53	0.66
12	3.39	0.6
13	6.71	0.53
14	3.85	0.44
15	9.71	0.65
16	1.85	0.72
17	5.69	0.7
18	8.07	0.65
19	4.61	0.66
20	6.41	0.22
21	7.4	0.28
22	7.63	0.43
23	1.28	0.52
24	14.33	0.49
Totale	131.64	-

IV.9.2. calcul du coefficient de ruissellement pondéré totale :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « A_i », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « C_{ri} », on calcul le coefficient de ruissellement pondéré par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

A_i : surfaces élémentaires du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré totale

IV.9.3. calcul de la densité partielle :

Le calcul de la densité partielle correspondant à chaque surface élémentaire semble plus compréhensif à travers la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

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

C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale en (ha)

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2050

IV.9.4. calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassins :

Le nombre d'habitant de chaque sous bassin est donné par la formule suivante.

$$P_i = D_i \times A_i \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

D_i : densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha) ;

P_i : population partielle du sous bassin considéré ;

A_i : surface partielle du sous bassin considéré (ha).

➔ Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement pondéré, densité partielle et le nombre d'habitants de chaque sous bassins sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°IV.10 : répartition de population dans chaque sous bassin.

Sous bassin	Surface (ha)	Cri	A*Cri	Crp	Di (hab/ha)	Nombre d'habitants
1	3.13	0.74	2,3162	0,560126	197,4012	618
2	2.35	0.6	1,41		160,055	376
3	2.55	0.72	1,836		192,066	490
4	1.36	0.44	0,5984		117,3737	160
5	9.81	0.47	4,6107		125,3764	1230
6	4.24	0.67	2,8408		178,7281	758
7	7.05	0.66	4,653		176,0605	1241
8	3.7	0.75	2,775		200,0688	740
9	4.69	0.68	3,1892		181,3957	851
10	5.26	0.67	3,5242		178,7281	940
11	6.53	0.66	4,3098		176,0605	1150
12	3.39	0.6	2,034		160,055	543
13	6.71	0.53	3,5563		141,3819	949
14	3.85	0.44	1,694		117,3737	452
15	9.71	0.65	6,3115		173,3929	1684
16	1.85	0.72	1,332		192,066	355
17	5.69	0.7	3,983		186,7309	1062
18	8.07	0.65	5,2455		173,3929	1399
19	4.61	0.66	3,0426		176,0605	812
20	6.41	0.22	1,4102		58,68684	376
21	7.4	0.28	2,072		74,69234	553
22	7.63	0.43	3,2809		114,7061	875
23	1.28	0.52	0,6656		138,7144	178
24	14.33	0.49	7,0217		130,7116	1873
Totale	131.64					19665

Conclusion :

Ce chapitre nous à permis la détermination des paramètres de base pour une bonne estimation de débit d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

- ❖ L'horizon de calcul sera 2050, soit une population future de 19665 habitants.
- ❖ Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latérale.
- ❖ Il à été déduit (24) sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.
- ❖ La détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants.

Chapitre V :

Évaluation des débits à évacuer.

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique et industrielle. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

V.1. Évaluation des débits d'eaux usées :

V.1.1. Généralités :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possibles et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

V.1.2. Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées.

On distingue principalement :

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées des services publics ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ;
- Les eaux parasites ;
- Les eaux pluviales.

V.1.2.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- ✓ **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- ✓ **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires. La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :
 - type d'habitations et leurs degrés de confort ;
 - conditions climatiques. [5]

V.1.2.2. les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques. [5]

V.1.2.3. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication (brasserie, tanneries...). Elles contiennent des substances chimiques, souvent toxiques suivant leur origine.

La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Cette quantité peut être évacuée selon deux principes :

- **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produits fini.
- **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun. [5]

Note :

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

V.1.2.4. Les eaux parasites :

Ce sont le plus souvent des eaux provenant des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe. Ces eaux pénètrent dans le collecteur à travers les joints mal confectionnés ou déboîtés, ou bien à travers les fissures. Le débit de ces eaux est difficilement déterminé ; seule la modélisation qui peut donner une approche d'estimation. En pratique, nous estimons ce débit à environ 0.15 l/s/ha. La présence de ces eaux perturbe le fonctionnement de la station d'épuration. [5]

V.1.2.4.1. Les causes d'intrusion des eaux parasites dans le collecteur :

Elles sont nombreuses dues à :

- ✓ Mauvaise pose de canalisation ;
- ✓ Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints ;
- ✓ Fissuration du collecteur qui est dû au tassement créé par les véhicules circulant sur les routes surtout si la conduite est enterrée dans la zone de la couche dynamique car les efforts sont transmis directement à cette dernière ;

- ✓ Racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme) ces dernières soulèvent les collecteurs en le fissurant au niveau des lèvres pour absorber ;
- ✓ Absence de bouche d'égout sélectives près des stations de lavage, en période de temps sec lorsque le débit est minimal les huiles forment une couche dans les parois de la conduite et c'est les conditions de vie favorables pour les bactéries fermentescibles en milieu (anaérobie) donc elles attaquent le béton en le dégradant et l'intrusion des eaux parasites est assurée ;
- ✓ La remontée de la nappe donne des variations de cotes de la génératrices inférieures du collecteur ce qui induit au déboisement niveau des emboitements → intrusion des eaux parasites. [10] et [12]

V.1.2.5. Les eaux pluviales ou de ruissellement :

Ce sont les eaux de ruissellement d surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. [10]

V.1.3. Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- ✓ La disponibilité de la ressource ;
- ✓ Le nombre d'habitants ;
- ✓ Le développement urbain de la commune ;
- ✓ Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la commune d'el Matmar en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de 150 l/j/hab.

V.1.4. Débit d'eaux usées :

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau potable.

Les quantités d'eaux usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet. [1]

V.1.4.1. Débits d'eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous saisissons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j/hab.

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation. [1]

V.1.4.1.1. Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy.j}^{dom} = \frac{(Kr.D.N_{hab})}{86400} \quad (l/s) \quad (V.1)$$

Avec :

$Q_{moy.j}^{dom}$: Débit moyen journalier (l/s).

Kr : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable à consommer.

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j/hab.

N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

V.1.4.1.2. Évaluation 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. Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte}^{dom} = K_p \times Q_{moy.j}^{dom} \quad (V.2)$$

Avec :

Q_{pte}^{dom} : Débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s) ;

$Q_{moy.j}^{dom}$: Débit moyen journalier rejeté (l/s) ;

K_p : coefficient de pointe ; Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}^{dom}}} \quad \text{Si} \quad Q_{moy.j}^{dom} \geq 2.8 \quad (l/s) \quad (V.3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si} \quad Q_{moy.j}^{dom} < 2.8 \quad (l/s)$$

➤ Les débits d'eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau N°V.1 : débit des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.

N°SB	Nhab	Kr	D (l/J/hab)	$Q_{moy.j}^{dom}$ (l/s)	Kp	Q_{pte}^{dom} (l/s)	Q_{pte}^{dom} (m ³ /s)
1	618	0,8	150	0,858	3	2,575	0,002575
2	376	0,8	150	0,522	3	1,567	0,001567
3	490	0,8	150	0,681	3	2,042	0,002042
4	160	0,8	150	0,222	3	0,667	0,000667
5	1230	0,8	150	1,708	3	5,125	0,005125
6	758	0,8	150	1,053	3	3,158	0,003158
7	1241	0,8	150	1,724	3	5,171	0,005171
8	740	0,8	150	1,028	3	3,083	0,003083
9	851	0,8	150	1,182	3	3,546	0,003546
10	940	0,8	150	1,306	3	3,917	0,003917
11	1150	0,8	150	1,597	3	4,792	0,004792
12	543	0,8	150	0,754	3	2,263	0,002263
13	949	0,8	150	1,318	3	3,954	0,003954
14	452	0,8	150	0,628	3	1,883	0,001883
15	1684	0,8	150	2,339	3	7,017	0,007017
16	355	0,8	150	0,493	3	1,479	0,001479
17	1062	0,8	150	1,475	3	4,425	0,004425
18	1399	0,8	150	1,943	3	5,829	0,005829
19	812	0,8	150	1,128	3	3,383	0,003383
20	376	0,8	150	0,522	3	1,567	0,001567
21	553	0,8	150	0,768	3	2,304	0,002304
22	875	0,8	150	1,215	3	3,646	0,003646
23	178	0,8	150	0,247	3	0,741	0,000741
24	1873	0,8	150	2,601	3	7,804	0,007804

V.1.4.2. Débits des eaux usées des établissements publics et d'infiltrations :

A. Débits des eaux usées des établissements publics :

Les besoins en eau des divers équipements de la région étudiée sont déterminés à partir des données de la subdivision d'hydraulique de la ville d'el Matmar.

Tableau N°V.2 : débit des équipements publics pour chaque sous bassin.

N° SB	Les équipements	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débits (l/j)	Débits cons (l/s)	Débits rejt (l/s)	Débits rejt (l/s)
2	école primaire	élève	300	20	6000	0,0694	0,0556	0.056
5	Auberge	Person	20	30	600	0,0069	0,0056	0.515
	CEM	Elève	1000	20	20000	0,2315	0,1852	
	CFPA	stagiaire	500	20	10000	0,1157	0,0926	
	Lycée	Elève	1250	20	25000	0,2894	0,2315	
6	station de service	fonctionnaire	60	30	1800	0,0208	0,0167	0.022
	Matico	Person	20	30	600	0,0069	0,0056	
7	école primaire	Elève	300	20	6000	0,0694	0,0556	0.264
	Mosquée	Fidèle	2250	10	22500	0,2604	0,2083	
10	commissariat	Agent	40	150	6000	0,0694	0,0556	0.264
	Mosquée	Fidèle	2250	10	22500	0,2604	0,2083	
11	Mosquée	Fidèle	2250	10	22500	0,2604	0,2083	0.219
	APC	fonctionnaire	40	30	1200	0,0139	0,0111	
12	école primaire	Elève	400	20	8000	0,0926	0,0741	0.127
	parc communale	m ²	30	30	900	0,0104	0,0083	
	direction des impôts	fonctionnaire	10	30	300	0,0035	0,0028	
	gendarmerie	gendarme	30	150	4500	0,0521	0,0417	
13	CEM	Elève	1000	20	20000	0,2315	0,1852	0.281
	sub travaux publique	fonctionnaire	12	30	360	0,0042	0,0033	
	école primaire	Elève	500	20	10000	0,1157	0,0926	
14	Stade	vestiaires	40	30	1200	0,0139	0,0111	0.011
15	Daïra	fonctionnaire	30	30	900	0,0104	0,0083	0.019
	Poste	fonctionnaire	7	30	210	0,0024	0,0019	

	aire de jeux	m ²	30	30	900	0,0104	0,0083	
16	résidence daïra	Person	6	150	900	0,0104	0,0083	0.008
17	Poste	fonctionnaire	7	30	210	0,0024	0,0019	0.002
18	Mosquée	Fidèle	2250	10	22500	0,2604	0,2083	0.394
	CEM	Elève	1000	20	20000	0,2315	0,1852	
19	polyclinique	Patient	20	30	600	0,0069	0,0056	0.006
20	maison d'environnement	fonctionnaire	8	30	240	0,0028	0,0022	0.02
22	Lycée	Elève	1250	20	25000	0,2894	0,2315	0.232
23	sub hydraulique	fonctionnaire	10	30	300	0,0035	0,0028	0.003
24	Stade	vestiaires	60	30	1800	0,0208	0,0167	0.017

B. Les débits des infiltrations :

➤ Les débits des eaux usées des infiltrations sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau N°V.3 : débit des infiltrations pour chaque sous bassin.

N°SB	Surface (ha)	K(l/s/ha)	Débit _{inf} (l/s)
1	3,13	0,15	0,4695
2	2,35	0,15	0,3525
3	2,55	0,15	0,3825
4	1,36	0,15	0,204
5	9,81	0,15	1,4715
6	4,24	0,15	0,636
7	7,05	0,15	1,0575
8	3,7	0,15	0,555
9	4,69	0,15	0,7035
10	5,26	0,15	0,789
11	6,53	0,15	0,9795
12	3,39	0,15	0,5085
13	6,71	0,15	1,0065
14	3,85	0,15	0,5775
15	9,71	0,15	1,4565
16	1,85	0,15	0,2775
17	5,69	0,15	0,8535

18	8,07	0,15	1,2105
19	4,61	0,15	0,6915
20	6,41	0,15	0,9615
21	7,4	0,15	1,11
22	7,63	0,15	1,1445
23	1,28	0,15	0,192
24	14,33	0,15	2,1495

Avec : K : débit d'eau parasite compris entre (0.05-0.15) l/s/ha ; dans notre cas en prend

K=0.15 (l/s/ha).

V.1.4.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour calculer le débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, On doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées. [1]

➤ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau N°V.4 : débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.

N°SB	Surface (ha)	Nhab	Q_{pte}^{dom} (l/s)	Q_{rej}^{equ} (l/s)	Q_{inf} (l/s)	$Q_{usée, totale}$ (l/s)
1	3,13	618	2,575	-	0,4695	3,0445
2	2,35	376	1,567	0,056	0,3525	1,9755
3	2,55	490	2,042	-	0,3825	2,4245
4	1,36	160	0,667	-	0,204	0,871
5	9,81	1230	5,125	0,515	1,4715	7,1115
6	4,24	758	3,158	0,022	0,636	3,816
7	7,05	1241	5,171	0,264	1,0575	6,4925
8	3,7	740	3,083	-	0,555	3,638
9	4,69	851	3,546	-	0,7035	4,2495
10	5,26	940	3,917	0,264	0,789	4,97
11	6,53	1150	4,792	0,219	0,9795	5,9905
12	3,39	543	2,263	0,127	0,5085	2,8985
13	6,71	949	3,954	0,281	1,0065	5,2415
14	3,85	452	1,883	0,011	0,5775	2,4715
15	9,71	1684	7,017	0,019	1,4565	8,4925
16	1,85	355	1,479	0,008	0,2775	1,7645

17	5,69	1062	4,425	0,002	0,8535	5,2805
18	8,07	1399	5,829	0,394	1,2105	7,4335
19	4,61	812	3,383	0,006	0,6915	4,0805
20	6,41	376	1,567	0,02	0,9615	2,5485
21	7,4	553	2,304	-	1,11	3,414
22	7,63	875	3,646	0,232	1,1445	5,0225
23	1,28	178	0,741	0,003	0,192	0,936
24	14,33	1873	7,804	0,017	2,1495	9,9705

V.2. Estimation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits des eaux pluviales. Ces débits seront estimés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 min. Car ces doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations. Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des eaux pluviales :

- ❖ La méthode rationnelle ;
- ❖ La méthode superficielle.

V.2.1. La Méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées. Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épiceutre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie. [1] et [12]

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A \tag{V.4}$$

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (l/s) ;

A : surface d'apport (ha) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité moyenne de précipitation (l/s/ha) ;

α : coefficient de réduction (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

V.2.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

C'est un coefficient déterminé expérimentalement ($\alpha \leq 1$) qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. [9]

➤ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{V.5})$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m) ;

V.2.1.2. Validation de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

V.2.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

Trois hypothèses fondent la méthode rationnelle :

- ✓ Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée d l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant ;
- ✓ Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- ✓ Le débit de pointe « Q_p » à la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » de bassin-versant est constant. [1]

V.2.1.4. Temps de concentration :

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée. [1]

➤ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \quad (V.7)$$

Avec :

- Longueur de canalisation (m) ;
- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Le terme $1/60$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min) ;
- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (V.8)$$

Avec :

L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (Km).

I : pente moyenne du parcours (%).

- Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :
 - Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
 - Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$
 - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.
- Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (V.9)$$

Avec :

L : cheminement hydraulique le plus long (Km).

I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

V.2.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée de ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

Nous supposons généralement que le coefficient de ruissellement est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

La critique principale que nous pouvons faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau sur le bassin.

La méthode rationnelle présente des inconvénients et des limites :

- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse ;
- Elle ne tient pas, compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité) ;
- Il a été montré qu'en règle générale, cette méthode sous-estime les débits de pointe observés, probablement parce qu'on sous-estime les coefficients de ruissellement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sa végétation. [1] et [10]

V.2.2. La méthode superficielle :

Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit Q précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration t_c où nous observons le débit de pointe Q_p à l'exutoire. [1]

Cette méthode proposée par CAQUOT, est une variante de la méthode rationnelle, donnée par la relation suivante :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times Cr^{\frac{1}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (V.10)$$

Avec :

$Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en ((m³/s).

Cr : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.

I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).

A : la superficie drainée du sous bassin (ha).

K, w, u, v : coefficient d'expression, donnée en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (V.11)$$

$$u = 1 - b \times f \quad (V.12)$$

$$v = c \times b \quad (V.13)$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (V.14)$$

V.2.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

• Paramètres liés à la pluviométrie : [1]

On considère les paramètres : a, b et ε.

- A, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbe IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.
- ε : abattement spatial de la pluie ;

ε = 0.5 pour s < 100 ha.

ε = 0.03 la valeur la plus adoptée.

• Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit : [1]

β+ δ = 1.1 : représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

• Paramètres concernant le bassin versant :[1]

C = - 0.41 ; d = 0.51 ; f = - 0.29.

μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

μ = 0.28 x M^{0.84}

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \tag{V.15}$$

Avec :

M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.

L : le plus long chemin hydraulique (m).

S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m²).

Remarque :

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour M = 2. Est pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_P » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \tag{V.16}$$

Tableau N°V.5 : valeurs du coefficient d'allongement « M »

$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}}$	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
M	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.8	0.67

• **Temps de concentration : [1]**

D’après DESBORDES, le temps de concentration (valable pour les deux méthodes) est donné par l’expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_P^{-0.29} \quad (V.17)$$

Avec :

$$t_c \text{ (min)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)} \quad ; \quad A \text{ (ha)} \quad ; \quad Q_P \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

V.2.2.2. Formules d’assemblage et d’équivalence :

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L’application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l’emploi de formules d’équivalence.

Ces formules différentes selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement ; des bassins seront dits en série lorsque l’exutoire d’un des bassins constitue l’entrée de l’autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant. [1]

Le tableau suivant fournit les règles d’assemblage à utiliser :

Tableau N°V.6 : formules d’assemblage des bassins dans la méthode de Caquot.

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum(I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c,max})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

Pour calculer le coefficient d’allongement « M » qui est sans unité, les longueurs « L_i ; $L(t_{c,max})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires. [1]

V.2.2.3. Validation de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d’application suivantes :

- ✓ Une superficie totale < 200 ha ;

- ✓ La pente doit être comprise entre $(0.2 < I < 5) \%$;
- ✓ Le coefficient de ruissellement $(0.2 < Cr < 1)$;
- ✓ Le coefficient d'allongement $(M > 0.8)$. [5]

V.2.2.4. Hypothèse du modèle :

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque. [5]

V.2.2.5. Critique de la méthode superficielle :

Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donnée par la méthode superficielle est du essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau. [5]

Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend :

$$Q_P = \text{Max} (Q_i) \tag{V.18}$$

- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend :

$$Q_P = \Sigma Q_i \tag{V.19}$$

V.2.3. Choix de la méthode :

Pour l'évacuation des débits pluviaux, nous avons choisi la méthode rationnelle à cause de son application facile et parce que les conditions recommandées pour l'application de cette méthode sont respectées dans notre cas. Vue les caractéristiques de notre sous bassins et les conditions de validité de la méthode rationnelle.

V.24. Calcul des débits pluviaux :

Tableau N°V.7 : calcul des débits pluviale et débits totaux pour chaque sous bassin.

N°SB	A (ha)	Cri	α	I (l/s/ha)	Q _{pluv} (l/s)	Q _{usée.tot} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	Q _{tot} (m ³ /s)
1	3,13	0,74	0,97	110	247,139	3,0445	250,183	0,2502

2	2,35	0,6	0,98	110	151,998	1,9755	153,974	0,1540
3	2,55	0,72	0,94	110	189,842	2,4245	192,267	0,1925
4	1,36	0,44	0,96	110	63,191	0,871	64,062	0,0641
5	9,81	0,47	0,95	110	481,818	7,1115	488,930	0,4890
6	4,24	0,67	0,96	110	299,988	3,816	303,805	0,3038
7	7,05	0,66	0,95	110	486,239	6,4925	492,731	0,4927
8	3,7	0,75	0,98	110	299,145	3,638	302,783	0,3028
9	4,69	0,68	0,95	110	333,271	4,2495	337,521	0,3375
10	5,26	0,67	0,94	110	364,402	4,97	369,372	0,3694
11	6,53	0,66	0,97	110	459,856	5,9905	465,846	0,4659
12	3,39	0,6	0,96	110	214,790	2,8985	217,689	0,2177
13	6,71	0,53	0,95	110	371,633	5,2415	376,875	0,3769
14	3,85	0,44	0,96	110	178,886	2,4715	181,358	0,1814
15	9,71	0,65	0,94	110	652,609	8,4925	661,102	0,6611
16	1,85	0,72	0,98	110	143,590	1,7645	145,354	0,1454
17	5,69	0,7	0,96	110	420,605	5,2805	425,885	0,4259
18	8,07	0,65	0,94	110	542,385	7,4335	549,818	0,5498
19	4,61	0,66	0,96	110	321,299	4,0805	325,379	0,3254
20	6,41	0,22	0,95	110	147,366	2,5485	149,914	0,1499
21	7,4	0,28	0,94	110	214,245	3,414	217,659	0,2177
22	7,63	0,43	0,94	110	339,245	5,0225	344,268	0,3443
23	1,28	0,52	0,95	110	69,555	0,936	70,491	0,0705
24	14,33	0,49	0,93	110	718,320	9,9705	728,290	0,7283

Conclusion :

Le présent chapitre a eu pour résultat la quantification du débit à évacuer. Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales ; on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

D'après les valeurs des débits obtenus, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

Cette évaluation nous permettra d'entamer le prochain chapitre « calcul hydraulique du réseau d'assainissement ».

Chapitre VI :

Calcul hydraulique du réseau
d'assainissement.

Introduction :

Dans le cadre de l'assainissement, 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. Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement consiste à dimensionner les ouvrages de ce dernier tout en respectant les normes d'écoulement.

Un réseau d'assainissement devrait assurer, du point de vue sanitaire :

- L'évacuation rapide des eaux usées hors des habitations ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

VI.1. Conception du réseau d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global conçu en fonction de la structure de l'agglomération, l'exutoire, et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement ('en plan) ;
 - Profondeur ;
 - Diamètres ('intérieur et extérieur) ;
 - Pente ;
 - Les joints et leur confection ;
- Les ouvrages spéciaux sont également définis par leur :
 - Emplacement (an plan) ;
 - Profondeur ;
 - Côtes ;
 - Leurs rôles à jouer.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage. [9]

VI.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement :**VI.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Le système d'évacuation adopté dans la région d'étude est un système gravitaire avec un diamètre supérieur ou égale à 300 mm.

Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto-curage tout en évitant la dégradation des conduites. La vitesse d'auto-curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

- 0.6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.
- 0.3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

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

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 à 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites et des joints seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées. [1] et [5]

VI.2.2. Détermination des diamètres des collecteurs :

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulement parmi ses formules nous avons :

VI.2.2.1. La formule de Chézy :

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (\text{VI.1})$$

Où :

V : la vitesse d'écoulement, en m/s ;

I : pente du collecteur (m/m) ;

R_h : rayon hydraulique (le rapport entre la section d'écoulement en m^2 et le périmètre en m) ;

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{VI.2})$$

δ : coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés.

VI.2.2.2. Formule de Manning-Strickler :

$$V = K_S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

K_S : coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

VI.2.3. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- ✓ L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égal à la pente du radier ;
- ✓ 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 ;
- ✓ L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par l'équation de la continuité :

$$Q = V.S \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

Q : débit véhiculé par le collecteur (m^3/s) ;

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

S : section mouillée de la conduite (m^2).

Ces relations serviront de base pour le dimensionnement de notre réseau, qui après combinaison, aboutissent à la relation suivante donnant le débit :

$$Q_t = K_S \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.5})$$

A partir de l'équation (VI.5) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \times Q_t}{K_S \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{VI.6})$$

Où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

Q_{eu} : débit d'eau usée (m^3/s)

Q_{pl} : débit d'eau pluviale (m^3/s)

Le débit en plein section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times (D_{nor})^2}{4} \quad (VI.8)$$

Avec :

D_{nor} (mm) : diamètre normalisé de la conduite.

V_{ps} (m/s) : vitesse à plein section.

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\text{Rapport des débits} \quad R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \quad (VI.9)$$

$$\text{Rapport des vitesses} \quad R_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad (VI.10)$$

$$\text{Rapport des hauteurs} \quad R_h = \frac{h}{D_{nor}} \quad (VI.11)$$

Avec :

V : vitesse moyenne d'écoulement de l'eau

Les valeurs de R_V et R_h sont données en fonction R_Q (abaque sous forme de tableau) en Annexe N° I.

Ensuit-on calcul des vitesses et les hauteurs :

$$R_V = V/V_{ps} \quad \rightarrow \quad V = R_V \times V_{ps}$$

$$R_h = H/D_{nor} \quad \rightarrow \quad H = R_h \times D_{nor}$$

$$R_{V,min} = V_{min}/V_{ps} \quad \rightarrow \quad V_{min} = R_{V,min} \times V_{ps}$$

$$R_{h,min} = h_{min}/D_{nor} \quad \rightarrow \quad H_{min} = R_{h,min} \times D_{nor}$$

Avec :

R_q : rapport des débits

R_v : rapport des vitesses ;

R_h : rapport des hauteurs ;

Q : débit véhiculé par la conduite circulaire (m^3/s) ;

V : vitesse d'écoulement de l'eau (m/s) ;

H : hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s) ;

V_{ps} : vitesse de pleine section (m/s) ;

D_{nor} : diamètre normalisé de la conduite (mm) ;

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage nous avons deux conditions à vérifier :

Condition 1 : vitesse d'écoulement ($V > 1 \text{ m/s}$)

Condition 2 :

- $V_{min} > 0.6 \text{ m/s}$ pour $(Q_{ps}/10) \approx Q_{min}$
- $V_{min} > 0.3 \text{ m/s}$ pour $(Q_{ps}/100) \approx Q_{min}$

VI.3. Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau N° VI.1. Calcul de dimensionnement du réseau A les logements évolutifs

Tronçons	i	longueur ml	Qt	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
A41	A42	0,005	53,67	0,1958	0,4491	500	1,3258	0,0001	0,2602	0,7524	0,0041	1,0936	0,2302	0,6466	0,0456	1,4499	0,3052	0,3233	0,0228	Auto curage vérifie
A42	A45	0,059	33,37	0,2098	0,2902	500	4,5544	0,0002	0,8938	0,2348	0,0019	0,8207	0,2044	0,3267	0,0319	3,7380	0,9310	0,1634	0,0160	Auto curage vérifie
A45	A49	0,059	34,87	0,2162	0,2934	500	4,5544	0,0002	0,8938	0,2419	0,0027	0,8285	0,2138	0,3319	0,0372	3,7732	0,9739	0,1659	0,0186	Auto curage vérifie
A49	A52	0,059	14,48	0,2188	0,2948	500	4,5544	0,0003	0,8938	0,2448	0,0030	0,8316	0,2178	0,3340	0,0393	3,7873	0,9917	0,1670	0,0196	Auto curage vérifie
A52	A67	0,059	42,83	0,2266	0,2987	500	4,5544	0,0004	0,8938	0,2535	0,0040	0,8404	0,2289	0,3403	0,0450	3,8273	1,0424	0,1702	0,0225	Auto curage vérifie
A53	A53'	0,01	31,89	0,0058	0,1054	300	1,3338	0,0001	0,0942	0,0616	0,0067	0,5642	0,2595	0,1663	0,0590	0,7525	0,3462	0,0499	0,0177	Auto curage vérifie
A53'	A54	0,01	32,96	0,0118	0,1375	300	1,3338	0,0001	0,0942	0,1252	0,0136	0,6703	0,3275	0,2396	0,0834	0,8941	0,4369	0,0719	0,0250	Auto curage vérifie
A54	A57	0,07	32,71	0,0178	0,1113	300	3,5290	0,0002	0,2493	0,0712	0,0077	0,5857	0,2708	0,1792	0,0636	2,0668	0,9557	0,0538	0,0191	Auto curage vérifie
A55	A56	0,013	29,91	0,0054	0,0980	300	1,5208	0,0001	0,1074	0,0507	0,0055	0,5334	0,2464	0,1509	0,0533	0,8113	0,3747	0,0453	0,0160	Auto curage vérifie
A56	A57	0,013	34,39	0,0117	0,1305	300	1,5208	0,0001	0,1074	0,1089	0,0118	0,6470	0,3114	0,2233	0,0782	0,9840	0,4735	0,0670	0,0235	Auto curage vérifie
A57	A58	0,04	25,44	0,0341	0,1579	300	2,6677	0,0004	0,1885	0,1809	0,0196	0,7510	0,3772	0,2867	0,0984	2,0035	1,0064	0,0860	0,0295	Auto curage vérifie
A58	A61	0,05	30,96	0,0397	0,1603	300	2,9825	0,0004	0,2107	0,1885	0,0205	0,7619	0,3837	0,2926	0,1003	2,2723	1,1445	0,0878	0,0301	Auto curage vérifie
A59	A60	0,02	50,17	0,0091	0,1097	300	1,8863	0,0001	0,1333	0,0685	0,0074	0,5800	0,2675	0,1756	0,0622	1,0941	0,5046	0,0527	0,0187	Auto curage vérifie
A60	A61	0,024	26,1	0,0139	0,1240	300	2,0664	0,0002	0,1460	0,0951	0,0103	0,6267	0,2972	0,2082	0,0734	1,2951	0,6142	0,0625	0,0220	Auto curage vérifie
A61	A64	0,05	16,2	0,0566	0,1831	300	2,9825	0,0006	0,2107	0,2684	0,0292	0,8540	0,4404	0,3510	0,1170	2,5472	1,3134	0,1053	0,0351	Auto curage vérifie
A62	A63	0,0164	38,54	0,0636	0,2357	300	1,7081	0,0001	0,1207	0,5267	0,0063	1,0160	0,2553	0,5134	0,0572	1,7354	0,4361	0,1540	0,0172	Auto curage vérifie
A63	A64	0,0164	38,54	0,0706	0,2452	300	1,7081	0,0002	0,1207	0,5849	0,0126	1,0430	0,3186	0,5451	0,0806	1,7816	0,5442	0,1635	0,0242	Auto curage vérifie
A64	A65	0,05	39,82	0,0778	0,2063	300	2,9825	0,0008	0,2107	0,3694	0,0401	0,9198	0,4946	0,4210	0,1350	2,7433	1,4753	0,1263	0,0405	Auto curage vérifie
A65	A66	0,001	52,47	0,0874	0,4487	500	0,5929	0,0010	0,1164	0,7509	0,0816	1,0931	0,6051	0,6456	0,1924	0,6481	0,3588	0,3228	0,0962	Auto curage vérifie
A66	A67	0,001	46,4	0,0958	0,4645	500	0,5929	0,0010	0,1164	0,8235	0,0895	1,1215	0,6180	0,6916	0,2017	0,6650	0,3664	0,3458	0,1009	Auto curage vérifie
A67	A78	0,007	51,5	0,3318	0,5139	600	1,7715	0,0015	0,5006	0,6628	0,0305	1,0661	0,4476	0,5902	0,1192	1,8886	0,7928	0,3541	0,0715	Auto curage vérifie
A78	A153	0,007	53	0,3415	0,5194	600	1,7715	0,0016	0,5006	0,6821	0,0321	1,0711	0,4562	0,6020	0,1219	1,8974	0,8082	0,3612	0,0732	Auto curage vérifie
A44	A43	0,014	55	0,0100	0,1214	300	1,5782	0,0001	0,1115	0,0898	0,0098	0,6185	0,2916	0,2021	0,0714	0,9762	0,4602	0,0606	0,0214	Auto curage vérifie
A43	A46	0,014	60	0,0209	0,1601	300	1,5782	0,0002	0,1115	0,1877	0,0204	0,7607	0,3827	0,2920	0,1000	1,2006	0,6039	0,0876	0,0300	Auto curage vérifie
A48	A47	0,022	55	0,0100	0,1115	300	1,9784	0,0001	0,1398	0,0716	0,0078	0,5865	0,2714	0,1797	0,0638	1,1603	0,5370	0,0539	0,0191	Auto curage vérifie
A47	A75	0,022	60	0,0209	0,1471	300	1,9784	0,0002	0,1398	0,1497	0,0162	0,7057	0,3504	0,2616	0,0905	1,3962	0,6933	0,0785	0,0271	Auto curage vérifie

A51	A50	0,025	55	0,0100	0,1089	300	2,1090	0,0001	0,1490	0,0672	0,0073	0,5771	0,2663	0,1739	0,0618	1,2172	0,5616	0,0522	0,0185	Auto curage vérifié
A50	A76	0,025	60	0,0209	0,1436	300	2,1090	0,0002	0,1490	0,1405	0,0152	0,6922	0,3420	0,2535	0,0879	1,4599	0,7212	0,0761	0,0264	Auto curage vérifié

Tableau N°VI.2. Calcul de dimensionnement du réseau A les 123 logements

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
A85	A86	19,42	0,0341	0,07	0,1422	315	3,6457	0,0000	0,2840	0,1202	0,0013	0,6632	0,1971	0,2347	0,0279	2,4176	0,7186	0,0739	0,0088	Auto curage vérifié
A86	A88	13,78	0,0366	0,07	0,1461	315	3,6457	0,0001	0,2840	0,1290	0,0023	0,6758	0,2093	0,2432	0,0347	2,4636	0,7631	0,0766	0,0109	Auto curage vérifié
A88	A89	19,97	0,0403	0,08	0,1476	315	3,8974	0,0001	0,3036	0,1327	0,0035	0,6810	0,2230	0,2465	0,0420	2,6540	0,8690	0,0777	0,0132	Auto curage vérifié
A89	A91	20,93	0,0441	0,08	0,1527	315	3,8974	0,0001	0,3036	0,1452	0,0048	0,6991	0,2390	0,2577	0,0499	2,7248	0,9317	0,0812	0,0157	Auto curage vérifié
A91	A92	32,18	0,0499	0,08	0,1600	315	3,8974	0,0002	0,3036	0,1645	0,0069	0,7273	0,2620	0,2738	0,0600	2,8347	1,0213	0,0863	0,0189	Auto curage vérifié
A92	A93	16,22	0,0529	0,03	0,1965	315	2,3867	0,0002	0,1859	0,2845	0,0130	0,8672	0,3224	0,3625	0,0818	2,0698	0,7696	0,1142	0,0258	Auto curage vérifié
A93	A94	13,24	0,0553	0,03	0,1998	315	2,3867	0,0003	0,1859	0,2975	0,0144	0,8767	0,3349	0,3717	0,0857	2,0925	0,7993	0,1171	0,0270	Auto curage vérifié
A94	A95	29,84	0,0607	0,08	0,1722	315	3,8974	0,0003	0,3036	0,2001	0,0108	0,7778	0,3017	0,3013	0,0749	3,0313	1,1759	0,0949	0,0236	Auto curage vérifié
A95	A98	14,15	0,0633	0,08	0,1749	315	3,8974	0,0003	0,3036	0,2086	0,0111	0,7890	0,3042	0,3076	0,0758	3,0750	1,1858	0,0969	0,0239	Auto curage vérifié
A96	A97	42,21	0,0077	0,025	0,0986	315	2,1787	0,0001	0,1697	0,0453	0,0049	0,5149	0,2396	0,1429	0,0502	1,1218	0,5220	0,0450	0,0158	Auto curage vérifié
A97	A98	48,79	0,0166	0,03	0,1271	315	2,3867	0,0002	0,1859	0,0891	0,0097	0,6174	0,2907	0,2013	0,0710	1,4736	0,6938	0,0634	0,0224	Auto curage vérifié
A98	A103	49,52	0,0889	0,08	0,1986	315	3,8974	0,0006	0,3036	0,2928	0,0202	0,8734	0,3817	0,3684	0,0997	3,4040	1,4876	0,1160	0,0314	Auto curage vérifié
A99	A102	34,47	0,0063	0,022	0,0936	315	2,0438	0,0001	0,1592	0,0394	0,0043	0,4915	0,2325	0,1339	0,0468	1,0045	0,4752	0,0422	0,0147	Auto curage vérifié
A101	A102	37,18	0,0068	0,08	0,0756	315	3,8974	0,0001	0,3036	0,0223	0,0024	0,3966	0,2107	0,1040	0,0354	1,5455	0,8212	0,0328	0,0112	Auto curage vérifié
A102	A102'	30,29	0,0186	0,022	0,1406	315	2,0438	0,0002	0,1592	0,1165	0,0127	0,6579	0,3194	0,2311	0,0808	1,3447	0,6529	0,0728	0,0255	Auto curage vérifié
A102'	A103	34,82	0,0249	0,022	0,1570	315	2,0438	0,0003	0,1592	0,1564	0,0170	0,7154	0,3568	0,2671	0,0924	1,4621	0,7293	0,0841	0,0291	Auto curage vérifié
A103	A107	32,49	0,1197	0,08	0,2220	315	3,8974	0,0009	0,3036	0,3943	0,0312	0,9341	0,4518	0,4370	0,1205	3,6404	1,7607	0,1377	0,0380	Auto curage vérifié
A104	A105	27,99	0,0051	0,022	0,0866	315	2,0438	0,0001	0,1592	0,0320	0,0035	0,4559	0,2229	0,1218	0,0420	0,9318	0,4556	0,0384	0,0132	Auto curage vérifié
A105	A106	30,11	0,0106	0,022	0,1139	315	2,0438	0,0001	0,1592	0,0664	0,0072	0,5755	0,2653	0,1728	0,0614	1,1761	0,5423	0,0544	0,0193	Auto curage vérifié
A106	A107	35,88	0,0171	0,0211	0,1374	315	2,0016	0,0002	0,1559	0,1097	0,0119	0,6482	0,3124	0,2241	0,0785	1,2974	0,6253	0,0706	0,0247	Auto curage vérifié
A107	A108	33,85	0,1430	0,06	0,2505	400	3,3752	0,0012	0,2629	0,5438	0,0457	1,0249	0,5164	0,5226	0,1435	3,4594	1,7430	0,1646	0,0452	Auto curage vérifié
A108	A116	38,18	0,1499	0,04	0,2751	400	2,7559	0,0013	0,2147	0,6983	0,0595	1,0756	0,5588	0,6122	0,1634	2,9642	1,5401	0,1928	0,0515	Auto curage vérifié
A109	A110	43,46	0,0079	0,015	0,1097	315	1,6876	0,0001	0,1315	0,0602	0,0068	0,5606	0,2613	0,1643	0,0597	0,9461	0,4409	0,0518	0,0188	Auto curage vérifié
A110	A110'	32,21	0,0138	0,015	0,1351	315	1,6876	0,0002	0,1315	0,1048	0,0114	0,6411	0,3075	0,2189	0,0769	1,0819	0,5190	0,0690	0,0242	Auto curage vérifié

A110'	A112	26,22	0,0185	0,015	0,1510	315	1,6876	0,0002	0,1315	0,1411	0,0152	0,6931	0,3418	0,2541	0,0879	1,1697	0,5768	0,0800	0,0277	Auto curage vérifie
A111	A112	25,3	0,0046	0,08	0,0654	315	3,8974	0,0001	0,3036	0,0152	0,0016	0,3414	0,2010	0,0877	0,0300	1,3305	0,7833	0,0276	0,0095	Auto curage vérifie
A112	A115	37,28	0,0604	0,043	0,1930	315	2,8573	0,0003	0,2226	0,2715	0,0148	0,8567	0,3385	0,3532	0,0869	2,4480	0,9671	0,1113	0,0274	Auto curage vérifie
A113	A114	45,53	0,0083	0,0068	0,1295	315	1,1363	0,0001	0,0885	0,0936	0,0102	0,6245	0,2955	0,2066	0,0728	0,7096	0,3358	0,0651	0,0229	Auto curage vérifie
A114	A115	46,15	0,0167	0,0068	0,1684	315	1,1363	0,0002	0,0885	0,1885	0,0203	0,7619	0,3825	0,2926	0,0999	0,8657	0,4346	0,0922	0,0315	Auto curage vérifie
A115	A116	35,62	0,0836	0,0068	0,3081	315	1,3324	0,0006	0,1674	0,4995	0,0347	1,0001	0,4695	0,4986	0,1263	1,3325	0,6256	0,1994	0,0505	Auto curage vérifie
A116	A118	32,34	0,2394	0,02	0,3734	500	2,2851	0,0019	0,2870	0,8341	0,0669	1,1252	0,5765	0,6981	0,1735	2,5712	1,3174	0,2792	0,0694	Auto curage vérifie
A118	A119	39,91	0,2466	0,02	0,3776	500	2,2851	0,0020	0,2870	0,8594	0,0697	1,1324	0,5825	0,7133	0,1772	2,5877	1,3311	0,2853	0,0709	Auto curage vérifie
A119	A120	34,35	0,2529	0,02	0,3812	500	2,2851	0,0021	0,2870	0,8812	0,0718	1,1366	0,5868	0,7262	0,1799	2,5972	1,3409	0,2905	0,0720	Auto curage vérifie

Tableau N°VI.3. Calcul de dimensionnement du réseau A cité Das :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
A153	A154	31,35	0,3472	0,02	0,4293	600	2,6517	0,0001	0,5204	0,6671	0,0012	1,0672	0,1953	0,5929	0,0269	2,8298	0,5178	0,2964	0,0134	Auto curage vérifie
A154	A155	32,16	0,3530	0,03	0,4003	600	3,2476	0,0001	0,6373	0,5539	0,0020	1,0299	0,2051	0,5281	0,0323	3,3446	0,6659	0,2641	0,0162	Auto curage vérifie
A155	A156	33,11	0,3590	0,02	0,4347	600	2,6517	0,0002	0,5204	0,6900	0,0037	1,0732	0,2255	0,6069	0,0433	2,8459	0,5979	0,3035	0,0216	Auto curage vérifie
A156	A157	32,59	0,3650	0,02	0,4374	600	2,6517	0,0003	0,5204	0,7014	0,0049	1,0765	0,2399	0,6141	0,0503	2,8544	0,6362	0,3070	0,0252	Auto curage vérifie
A157	A158	31,4	0,3707	0,02	0,4399	600	2,6517	0,0003	0,5204	0,7123	0,0061	1,0798	0,2533	0,6210	0,0563	2,8632	0,6716	0,3105	0,0282	Auto curage vérifie
A158	A164	31,53	0,3764	0,02	0,4425	600	2,6517	0,0004	0,5204	0,7234	0,0073	1,0833	0,2662	0,6280	0,0617	2,8725	0,7058	0,3140	0,0309	Auto curage vérifie
A159	A160	32,63	0,0059	0,05	0,0786	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0282	0,0031	0,4345	0,2185	0,1152	0,0397	1,2959	0,6517	0,0346	0,0119	Auto curage vérifie
A160	A161	31,62	0,0059	0,05	0,0786	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0282	0,0060	0,4345	0,2523	0,1152	0,0559	1,2959	0,7526	0,0346	0,0168	Auto curage vérifie
A161	A162	32,63	0,0059	0,02	0,0934	300	1,8863	0,0002	0,1333	0,0446	0,0144	0,5123	0,3348	0,1418	0,0857	0,9663	0,6316	0,0425	0,0257	Auto curage vérifie
A162	A163	33,67	0,0059	0,02	0,0934	300	1,8863	0,0003	0,1333	0,0446	0,0194	0,5123	0,3752	0,1418	0,0978	0,9663	0,7077	0,0425	0,0293	Auto curage vérifie
A163	A164	32,21	0,0059	0,035	0,0841	300	2,4954	0,0003	0,1763	0,0337	0,0183	0,4647	0,3667	0,1246	0,0953	1,1595	0,9152	0,0374	0,0286	Auto curage vérifie
A164	A181	32,6	0,3883	0,015	0,4725	600	2,2964	0,0008	0,4507	0,8616	0,0170	1,1329	0,3566	0,7147	0,0923	2,6017	0,8190	0,3573	0,0462	Auto curage vérifie
A165	A166	35,99	0,0066	0,0448	0,0833	300	2,8232	0,0001	0,1995	0,0328	0,0036	0,4603	0,2242	0,1232	0,0426	1,2996	0,6329	0,0370	0,0128	Auto curage vérifie
A166	A167	32,31	0,0124	0,0448	0,1059	300	2,8232	0,0001	0,1995	0,0623	0,0068	0,5659	0,2604	0,1673	0,0594	1,5978	0,7353	0,0502	0,0178	Auto curage vérifie
A167	A168	33,33	0,0185	0,0448	0,1229	300	2,8232	0,0002	0,1995	0,0927	0,0101	0,6231	0,2946	0,2055	0,0724	1,7592	0,8317	0,0617	0,0217	Auto curage vérifie
A168	A181	33,58	0,0246	0,0401	0,1396	300	2,6710	0,0003	0,1887	0,1304	0,0141	0,6777	0,3326	0,2444	0,0850	1,8102	0,8882	0,0733	0,0255	Auto curage vérifie
A172	A173	29,28	0,0053	0,035	0,0807	300	2,4954	0,0001	0,1763	0,0302	0,0033	0,4463	0,2210	0,1188	0,0409	1,1136	0,5514	0,0356	0,0123	Auto curage vérifie

A173	A174	31,79	0,0111	0,035	0,1063	300	2,4954	0,0001	0,1763	0,0630	0,0069	0,5677	0,2615	0,1683	0,0598	1,4166	0,6524	0,0505	0,0179	Auto curage vérifie
A174	A178	31,21	0,0168	0,035	0,1241	300	2,4954	0,0002	0,1763	0,0953	0,0104	0,6270	0,2976	0,2084	0,0735	1,5646	0,7426	0,0625	0,0220	Auto curage vérifie
A175	A176	31,53	0,0057	0,05	0,0776	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0272	0,0029	0,4288	0,2168	0,1135	0,0387	1,2789	0,6466	0,0340	0,0116	Auto curage vérifie
A176	A177	30,91	0,0114	0,05	0,1003	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0539	0,0059	0,5435	0,2508	0,1556	0,0552	1,6210	0,7479	0,0467	0,0166	Auto curage vérifie
A177	A178	32,78	0,0173	0,047	0,1188	300	2,8917	0,0002	0,2043	0,0848	0,0092	0,6105	0,2859	0,1962	0,0693	1,7654	0,8267	0,0589	0,0208	Auto curage vérifie
A178	A179	32,08	0,0400	0,03	0,1769	300	2,3103	0,0004	0,1632	0,2448	0,0266	0,8316	0,4249	0,3340	0,1123	1,9212	0,9815	0,1002	0,0337	Auto curage vérifie
A179	A180	13,52	0,0424	0,03	0,1809	300	2,3103	0,0005	0,1632	0,2599	0,0282	0,8464	0,4349	0,3449	0,1153	1,9555	1,0046	0,1035	0,0346	Auto curage vérifie
A169	A170	32,51	0,0059	0,045	0,0801	300	2,8295	0,0001	0,1999	0,0296	0,0032	0,4427	0,2199	0,1177	0,0404	1,2526	0,6222	0,0353	0,0121	Auto curage vérifie
A170	A171	33,21	0,0120	0,045	0,1043	300	2,8295	0,0001	0,1999	0,0598	0,0065	0,5597	0,2576	0,1639	0,0581	1,5838	0,7288	0,0492	0,0174	Auto curage vérifie
A171	A180	32,78	0,0179	0,045	0,1214	300	2,8295	0,0002	0,1999	0,0897	0,0098	0,6184	0,2914	0,2020	0,0713	1,7497	0,8245	0,0606	0,0214	Auto curage vérifie
A180	A181	32,54	0,0663	0,0319	0,2114	300	2,3823	0,0007	0,1683	0,3938	0,0428	0,9338	0,5054	0,4367	0,1391	2,2245	1,2040	0,1310	0,0417	Auto curage vérifie
A181	A182	31,46	0,4859	0,015	0,5139	600	2,5932	0,0018	0,7328	0,6631	0,0248	1,0661	0,4134	0,5904	0,1089	2,7647	1,0719	0,3542	0,0653	Auto curage vérifie
A182	A183	36,95	0,4926	0,015	0,5166	600	2,5932	0,0019	0,7328	0,6722	0,0258	1,0685	0,4198	0,5960	0,1108	2,7709	1,0887	0,3576	0,0665	Auto curage vérifie
A183	A184	27,56	0,4976	0,015	0,5186	600	2,5932	0,0019	0,7328	0,6791	0,0265	1,0703	0,4245	0,6002	0,1122	2,7755	1,1007	0,3601	0,0673	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.4. Calcul de dimensionnement du réseau A collecteur O/M'Siouene :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
A213	A214	82	1,0880	0,006	0,8257	1000	2,3055	0,0002	1,8098	0,6012	0,0009	1,0488	0,1915	0,5542	0,0249	2,4180	0,4415	0,5542	0,0249	Auto curage vérifie
A214	A215	84,11	1,1033	0,006	0,8300	1000	2,3055	0,0003	1,8098	0,6096	0,0018	1,0515	0,2031	0,5590	0,0312	2,4243	0,4682	0,5590	0,0312	Auto curage vérifie
A215	A216	70	1,1043	0,006	0,8303	1000	2,3055	0,0005	1,8098	0,6102	0,0026	1,0517	0,2124	0,5593	0,0364	2,4247	0,4898	0,5593	0,0364	Auto curage vérifie
A216	A217	70	1,1143	0,006	0,8331	1000	2,3055	0,0006	1,8098	0,6157	0,0033	1,0534	0,2216	0,5625	0,0413	2,4286	0,5109	0,5625	0,0413	Auto curage vérifie
A217	A218	70	1,1243	0,006	0,8359	1000	2,3055	0,0007	1,8098	0,6212	0,0041	1,0550	0,2306	0,5657	0,0458	2,4323	0,5317	0,5657	0,0458	Auto curage vérifie
A218	A219	70	1,1343	0,006	0,8387	1000	2,3055	0,0009	1,8098	0,6268	0,0049	1,0566	0,2394	0,5689	0,0501	2,4360	0,5519	0,5689	0,0501	Auto curage vérifie
A219	A220	70	1,1443	0,006	0,8414	1000	2,3055	0,0010	1,8098	0,6323	0,0056	1,0581	0,2481	0,5721	0,0540	2,4395	0,5719	0,5721	0,0540	Auto curage vérifie
A220	A221	70	1,1543	0,006	0,8442	1000	2,3055	0,0012	1,8098	0,6378	0,0064	1,0596	0,2565	0,5753	0,0577	2,4429	0,5913	0,5753	0,0577	Auto curage vérifie
A221	A222	70	1,1643	0,006	0,8469	1000	2,3055	0,0013	1,8098	0,6433	0,0072	1,0611	0,2648	0,5786	0,0611	2,4463	0,6104	0,5786	0,0611	Auto curage vérifie
A222	A223	70	1,1743	0,006	0,8496	1000	2,3055	0,0014	1,8098	0,6489	0,0079	1,0625	0,2728	0,5819	0,0644	2,4496	0,6290	0,5819	0,0644	Auto curage vérifie
A223	A224	70	1,1843	0,006	0,8523	1000	2,3055	0,0016	1,8098	0,6544	0,0087	1,0639	0,2808	0,5852	0,0674	2,4529	0,6474	0,5852	0,0674	Auto curage vérifie

A224	A225	70	1,1943	0,003	0,9737	1000	1,6302	0,0017	1,2797	0,9333	0,0134	1,1394	0,3258	0,7576	0,0829	1,8574	0,5311	0,7576	0,0829	Auto curage vérifie
A225	A226	70	1,2043	0,003	0,9767	1000	1,6302	0,0019	1,2797	0,9411	0,0145	1,1393	0,3354	0,7627	0,0859	1,8574	0,5467	0,7627	0,0859	Auto curage vérifie
A226	A227	70	1,2143	0,003	0,9798	1000	1,6302	0,0020	1,2797	0,9489	0,0156	1,1393	0,3446	0,7678	0,0887	1,8574	0,5618	0,7678	0,0887	Auto curage vérifie
A227	A228	70	1,2243	0,003	0,9828	1000	1,6302	0,0021	1,2797	0,9567	0,0166	1,1394	0,3537	0,7732	0,0915	1,8575	0,5766	0,7732	0,0915	Auto curage vérifie
A228	A229	70	1,2343	0,003	0,9858	1000	1,6302	0,0023	1,2797	0,9645	0,0177	1,1396	0,3624	0,7789	0,0941	1,8578	0,5908	0,7789	0,0941	Auto curage vérifie
A229	A230	70	1,2443	0,003	0,9888	1000	1,6302	0,0024	1,2797	0,9723	0,0188	1,1400	0,3708	0,7848	0,0965	1,8584	0,6046	0,7848	0,0965	Auto curage vérifie
A230	A231	70	1,2543	0,002	1,0401	1100	1,4184	0,0025	1,3473	0,9310	0,0189	1,1394	0,3715	0,7562	0,0967	1,6161	0,5270	0,8318	0,1064	Auto curage vérifie
A231	A232	70	1,2643	0,002	1,0433	1100	1,4184	0,0027	1,3473	0,9384	0,0199	1,1393	0,3793	0,7609	0,0990	1,6160	0,5380	0,8370	0,1089	Auto curage vérifie
A232	A233	70	1,2743	0,002	1,0465	1100	1,4184	0,0028	1,3473	0,9458	0,0209	1,1393	0,3869	0,7658	0,1012	1,6160	0,5488	0,8424	0,1113	Auto curage vérifie
A233	A234	70,03	1,2843	0,002	1,0496	1100	1,4184	0,0030	1,3473	0,9533	0,0220	1,1394	0,3943	0,7708	0,1033	1,6161	0,5592	0,8479	0,1137	Auto curage vérifie
A234	A235	70,06	1,2943	0,002	1,0528	1100	1,4184	0,0031	1,3473	0,9607	0,0230	1,1395	0,4014	0,7761	0,1054	1,6162	0,5694	0,8537	0,1160	Auto curage vérifie
A235	A236	70	1,3043	0,002	1,0559	1100	1,4184	0,0032	1,3473	0,9681	0,0240	1,1398	0,4083	0,7816	0,1074	1,6166	0,5792	0,8597	0,1182	Auto curage vérifie
A236	A237	70	1,3143	0,002	1,0590	1100	1,4184	0,0034	1,3473	0,9755	0,0251	1,1402	0,4151	0,7874	0,1094	1,6173	0,5888	0,8661	0,1204	Auto curage vérifie
A237	A238	70	1,3243	0,002	1,0621	1100	1,4184	0,0035	1,3473	0,9830	0,0261	1,1408	0,4216	0,7935	0,1114	1,6182	0,5981	0,8728	0,1225	Auto curage vérifie
A238	A239	70	1,3343	0,002	1,0652	1100	1,4184	0,0037	1,3473	0,9904	0,0271	1,1417	0,4280	0,7999	0,1133	1,6194	0,6071	0,8799	0,1246	Auto curage vérifie
A239	A240	70	1,3443	0,002	1,0683	1100	1,4184	0,0038	1,3473	0,9978	0,0281	1,1427	0,4342	0,8069	0,1151	1,6208	0,6159	0,8875	0,1266	Auto curage vérifie
A240	A241	85	1,3543	0,002	1,0713	1100	1,5031	0,0040	1,6991	0,7971	0,0233	1,1114	0,4035	0,6751	0,1060	1,6706	0,6065	0,8101	0,1272	Auto curage vérifie
A241	A242	41,8	1,3619	0,002	1,0736	1100	1,5031	0,0040	1,6991	0,8015	0,0238	1,1132	0,4068	0,6779	0,1070	1,6733	0,6114	0,8135	0,1284	Auto curage vérifie
A242	A243	70	1,3719	0,002	1,0767	1100	1,5031	0,0042	1,6991	0,8074	0,0246	1,1155	0,4122	0,6816	0,1086	1,6767	0,6196	0,8179	0,1303	Auto curage vérifie
A243	A244	70	1,3819	0,002	1,0797	1100	1,5031	0,0043	1,6991	0,8133	0,0254	1,1178	0,4174	0,6853	0,1101	1,6801	0,6275	0,8223	0,1321	Auto curage vérifie
A244	A245	70	1,3919	0,002	1,0827	1100	1,5031	0,0045	1,6991	0,8192	0,0262	1,1200	0,4226	0,6889	0,1116	1,6835	0,6352	0,8267	0,1340	Auto curage vérifie
A245	A246	70	1,4019	0,002	1,0857	1100	1,5031	0,0046	1,6991	0,8251	0,0270	1,1221	0,4276	0,6926	0,1131	1,6867	0,6428	0,8311	0,1358	Auto curage vérifie
A246	A247	70	1,4119	0,002	1,0887	1100	1,5031	0,0047	1,6991	0,8310	0,0279	1,1242	0,4326	0,6962	0,1146	1,6897	0,6502	0,8354	0,1375	Auto curage vérifie
A247	A248	70	1,4219	0,002	1,0916	1100	1,5031	0,0049	1,6991	0,8369	0,0287	1,1261	0,4374	0,6998	0,1161	1,6927	0,6574	0,8397	0,1393	Auto curage vérifie
A248	A249	70	1,4319	0,002	1,0946	1100	1,5031	0,0050	1,6991	0,8427	0,0295	1,1279	0,4421	0,7033	0,1175	1,6954	0,6645	0,8440	0,1410	Auto curage vérifie
A249	A250	70	1,4419	0,002	1,0955	1100	1,5031	0,0051	1,6991	0,8486	0,0303	1,1296	0,4467	0,7069	0,1189	1,6980	0,6714	0,8483	0,1427	Auto curage vérifie
A250	A251	70	1,4519	0,002	1,0964	1100	1,5031	0,0053	1,6991	0,8545	0,0311	1,1312	0,4512	0,7104	0,1203	1,7004	0,6781	0,8525	0,1444	Auto curage vérifie
A251	A252	70	1,4619	0,002	1,0974	1100	1,5031	0,0054	1,6991	0,8604	0,0319	1,1327	0,4556	0,7139	0,1217	1,7025	0,6848	0,8567	0,1461	Auto curage vérifie
A252	A253	70	1,4719	0,002	1,0983	1100	1,5031	0,0056	1,6991	0,8663	0,0327	1,1340	0,4598	0,7174	0,1231	1,7045	0,6912	0,8609	0,1477	Auto curage vérifie

A253	A254	70	1,4819	0,002	1,0992	1100	1,5031	0,0057	1,6991	0,8722	0,0336	1,1351	0,4640	0,7209	0,1244	1,7062	0,6975	0,8651	0,1493	Auto curage vérifie
A254	A255	70	1,4919	0,002	1,1020	1200	1,5031	0,0058	1,6991	0,8781	0,0344	1,1361	0,4681	0,7244	0,1258	1,7077	0,7037	0,8693	0,1509	Auto curage vérifie
A255	A256	70	1,5019	0,002	1,1039	1200	1,5031	0,0060	1,6991	0,8839	0,0352	1,1370	0,4721	0,7279	0,1271	1,7090	0,7097	0,8735	0,1525	Auto curage vérifie
A256	A257	70	1,5119	0,002	1,1047	1200	1,5031	0,0061	1,6991	0,8898	0,0360	1,1377	0,4761	0,7314	0,1285	1,7100	0,7156	0,8776	0,1541	Auto curage vérifie
A257	A258	70	1,5219	0,002	1,1056	1200	1,5031	0,0063	1,6991	0,8957	0,0368	1,1382	0,4799	0,7348	0,1298	1,7109	0,7213	0,8818	0,1557	Auto curage vérifie
A258	A259	70	1,5319	0,002	1,1064	1200	1,5031	0,0064	1,6991	0,9016	0,0376	1,1387	0,4836	0,7383	0,1311	1,7115	0,7269	0,8860	0,1573	Auto curage vérifie
A259	A260	70	1,5419	0,002	1,1072	1200	1,5031	0,0065	1,6991	0,9075	0,0384	1,1390	0,4873	0,7418	0,1324	1,7120	0,7324	0,8902	0,1588	Auto curage vérifie
A260	A261	70	1,5519	0,002	1,1080	1200	1,5031	0,0067	1,6991	0,9134	0,0393	1,1392	0,4909	0,7454	0,1336	1,7123	0,7378	0,8944	0,1604	Auto curage vérifie
A261	A262	70	1,5619	0,002	1,1098	1200	1,5031	0,0068	1,6991	0,9193	0,0401	1,1393	0,4944	0,7489	0,1349	1,7125	0,7431	0,8987	0,1619	Auto curage vérifie
A262	A263	70	1,5719	0,002	1,1146	1200	1,5031	0,0069	1,6991	0,9251	0,0409	1,1394	0,4978	0,7525	0,1362	1,7126	0,7482	0,9031	0,1634	Auto curage vérifie
A263	A264	70	1,5819	0,002	1,1174	1200	1,5031	0,0071	1,6991	0,9310	0,0417	1,1394	0,5011	0,7562	0,1374	1,7126	0,7532	0,9075	0,1649	Auto curage vérifie
A264	A265	50	1,5910	0,002	1,1199	1200	1,5031	0,0072	1,6991	0,9364	0,0423	1,1394	0,5035	0,7596	0,1383	1,7126	0,7568	0,9115	0,1660	Auto curage vérifie
A265	A266	55	1,6010	0,002	1,1227	1200	1,5031	0,0073	1,6991	0,9423	0,0429	1,1393	0,5060	0,7634	0,1393	1,7125	0,7606	0,9161	0,1672	Auto curage vérifie
A266	C75	25	1,6056	0,002	1,1239	1200	1,5031	0,0073	1,6991	0,9449	0,0432	1,1393	0,5071	0,7652	0,1398	1,7125	0,7623	0,9183	0,1677	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.5. Calcul de dimensionnement du réseau B cité socolech :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B37	B38	30	0,0055	0,008	0,1074	300	1,1930	0,0001	0,0843	0,0648	0,0070	0,5717	0,2629	0,1706	0,0604	0,6821	0,3137	0,0512	0,0181	Auto curage vérifie
B38	B39	30	0,0109	0,004	0,1586	300	0,8436	0,0001	0,0596	0,1832	0,0200	0,7544	0,3798	0,2885	0,0991	0,6364	0,3204	0,0866	0,0297	Auto curage vérifie
B39	B40	30	0,0164	0,003	0,1949	300	0,7306	0,0002	0,0516	0,3174	0,0345	0,8898	0,4687	0,3857	0,1260	0,6501	0,3424	0,1157	0,0378	Auto curage vérifie
B40	B41	34,5	0,0227	0,003	0,2202	300	0,7306	0,0002	0,0516	0,4390	0,0477	0,9615	0,5234	0,4643	0,1464	0,7024	0,3824	0,1393	0,0439	Auto curage vérifie
B41	B42	30	0,0281	0,003	0,2387	300	0,7306	0,0003	0,0516	0,5448	0,0593	1,0255	0,5583	0,5232	0,1631	0,7492	0,4079	0,1570	0,0489	Auto curage vérifie
B43	B44	30	0,0055	0,04	0,0794	300	2,6677	0,0001	0,1885	0,0290	0,0031	0,4391	0,2191	0,1166	0,0399	1,1714	0,5844	0,0350	0,0120	Auto curage vérifie
B44	B45	35	0,0118	0,003	0,1725	300	0,7306	0,0001	0,0516	0,2292	0,0250	0,8144	0,4147	0,3227	0,1093	0,5950	0,3030	0,0968	0,0328	Auto curage vérifie
B45	B46	36	0,0184	0,002	0,2196	300	0,5965	0,0002	0,0421	0,4362	0,0475	0,9597	0,5227	0,4627	0,1461	0,5725	0,3118	0,1388	0,0438	Auto curage vérifie
B46	B47	34	0,0246	0,002	0,2449	300	0,5965	0,0003	0,0421	0,5830	0,0634	1,0423	0,5684	0,5441	0,1687	0,6217	0,3391	0,1632	0,0506	Auto curage vérifie

B47	B48	34	0,0308	0,002	0,2664	300	0,5965	0,0003	0,0421	0,7298	0,0793	1,0855	0,6009	0,6321	0,1894	0,6475	0,3585	0,1896	0,0568	Auto curage vérifie
B49	B50	32	0,0058	0,03	0,0859	300	2,3103	0,0001	0,1632	0,0357	0,0039	0,4745	0,2277	0,1279	0,0444	1,0962	0,5260	0,0384	0,0133	Auto curage vérifie
B50	B51	36	0,0124	0,003	0,1755	300	0,7306	0,0001	0,0516	0,2398	0,0262	0,8262	0,4221	0,3304	0,1115	0,6036	0,3084	0,0991	0,0335	Auto curage vérifie
B51	B52	37	0,0191	0,002	0,2228	300	0,5965	0,0002	0,0421	0,4535	0,0494	0,9708	0,5292	0,4727	0,1489	0,5791	0,3157	0,1418	0,0447	Auto curage vérifie
B52	B53	33,5	0,0252	0,002	0,2472	300	0,5965	0,0003	0,0421	0,5981	0,0650	1,0478	0,5723	0,5525	0,1710	0,6250	0,3414	0,1658	0,0513	Auto curage vérifie
B53	B54	33,7	0,0313	0,002	0,2683	300	0,5965	0,0003	0,0421	0,7437	0,0809	1,0904	0,6038	0,6410	0,1915	0,6504	0,3602	0,1923	0,0574	Auto curage vérifie
B55	B56	34	0,0062	0,04	0,0833	300	2,6677	0,0001	0,1885	0,0328	0,0036	0,4603	0,2241	0,1232	0,0426	1,2279	0,5978	0,0370	0,0128	Auto curage vérifie
B56	B57	34	0,0124	0,003	0,1755	300	0,7306	0,0001	0,0516	0,2398	0,0262	0,8262	0,4221	0,3304	0,1115	0,6036	0,3084	0,0991	0,0335	Auto curage vérifie
B57	B58	36	0,0189	0,002	0,2220	300	0,5965	0,0002	0,0421	0,4491	0,0489	0,9680	0,5276	0,4702	0,1482	0,5774	0,3147	0,1411	0,0445	Auto curage vérifie
B58	B59	35	0,0253	0,002	0,2476	300	0,5965	0,0003	0,0421	0,6003	0,0653	1,0485	0,5728	0,5537	0,1713	0,6254	0,3417	0,1661	0,0514	Auto curage vérifie
B59	B60	35	0,0317	0,002	0,2693	300	0,5965	0,0003	0,0421	0,7514	0,0816	1,0933	0,6051	0,6460	0,1923	0,6521	0,3609	0,1938	0,0577	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.6. Calcul de dimensionnement du réseau B sidi M'hamed Benaouda :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B71	B72	35	0,0990	0,007	0,3265	500	1,3519	0,0001	0,1698	0,5830	0,0041	1,0423	0,2301	0,5441	0,0456	1,4091	0,3110	0,2176	0,0182	Auto curage vérifie
B72	B73	42	0,1066	0,004	0,3729	500	1,0219	0,0002	0,1284	0,8308	0,0118	1,1241	0,3116	0,6961	0,0783	1,1488	0,3184	0,2784	0,0313	Auto curage vérifie
B73	B74	49	0,4820	0,003	0,6929	800	1,4049	0,0002	0,7058	0,6829	0,0035	1,0713	0,2238	0,6025	0,0424	1,5051	0,3144	0,4820	0,0339	Auto curage vérifie
B74	B88	46	0,4904	0,003	0,6974	800	1,4049	0,0003	0,7058	0,6948	0,0048	1,0746	0,2388	0,6099	0,0498	1,5097	0,3354	0,4879	0,0398	Auto curage vérifie
B88	B89	46	0,5677	0,003	0,7367	800	1,4049	0,0004	0,7058	0,8044	0,0061	1,1143	0,2532	0,6797	0,0563	1,5655	0,3557	0,5438	0,0450	Auto curage vérifie
B89	B90	50,5	0,5769	0,003	0,7412	800	1,4049	0,0005	0,7058	0,8174	0,0075	1,1193	0,2685	0,6878	0,0626	1,5725	0,3772	0,5503	0,0501	Auto curage vérifie
B90	B126	49	0,5859	0,003	0,7455	800	1,4049	0,0006	0,7058	0,8300	0,0089	1,1238	0,2828	0,6956	0,0681	1,5789	0,3973	0,5565	0,0545	Auto curage vérifie
B114	B115	40	0,0073	0,006	0,1263	300	1,0332	0,0001	0,0730	0,0997	0,0108	0,6337	0,3019	0,2134	0,0750	0,6547	0,3119	0,0640	0,0225	Auto curage vérifie
B115	B116	40	0,0146	0,003	0,1865	300	0,7306	0,0002	0,0516	0,2821	0,0306	0,8653	0,4484	0,3608	0,1195	0,6322	0,3276	0,1082	0,0358	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.7. Calcul de dimensionnement du réseau B a coté des 257 logements :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B92	B94	24	0,0044	0,012	0,0916	300	1,4611	0,0000	0,1032	0,0423	0,0046	0,5035	0,2357	0,1384	0,0483	0,7358	0,3444	0,0415	0,0145	Auto curage vérifie
B93	B94	45	0,0082	0,08	0,0812	300	3,7727	0,0001	0,2665	0,0307	0,0033	0,4490	0,2216	0,1197	0,0412	1,6940	0,8358	0,0359	0,0124	Auto curage vérifie
B94	B96	31	0,0182	0,08	0,1096	300	3,7727	0,0002	0,2665	0,0683	0,0074	0,5795	0,2675	0,1753	0,0622	2,1864	1,0092	0,0526	0,0187	Auto curage vérifie
B95	B96	35	0,0064	0,06	0,0780	300	3,2672	0,0001	0,2308	0,0276	0,0030	0,4310	0,2174	0,1141	0,0390	1,4082	0,7102	0,0342	0,0117	Auto curage vérifie
B96	B97	38	0,0315	0,075	0,1362	300	3,6529	0,0003	0,2581	0,1220	0,0133	0,6657	0,3246	0,2365	0,0825	2,4318	1,1856	0,0709	0,0247	Auto curage vérifie
B98	B99	38	0,0069	0,0638	0,0795	300	3,3691	0,0001	0,2380	0,0291	0,0032	0,4396	0,2193	0,1167	0,0401	1,4810	0,7389	0,0350	0,0120	Auto curage vérifie
B99	B100	38	0,0138	0,0638	0,1031	300	3,3691	0,0002	0,2380	0,0581	0,0063	0,5552	0,2554	0,1615	0,0572	1,8706	0,8603	0,0484	0,0172	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.8. Calcul de dimensionnement du réseau B hay zitoune :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B156	B158	40	0,0073	0,05	0,0849	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0345	0,0037	0,4690	0,2264	0,1261	0,0437	1,3988	0,6752	0,0378	0,0131	Auto curage vérifie
B157	B157'	32	0,0058	0,0085	0,1088	300	1,2297	0,0001	0,0869	0,0670	0,0073	0,5768	0,2656	0,1737	0,0615	0,7093	0,3266	0,0521	0,0184	Auto curage vérifie
B157'	B158	32	0,0116	0,0091	0,1393	300	1,2724	0,0001	0,0899	0,1296	0,0141	0,6765	0,3324	0,2437	0,0850	0,8608	0,4229	0,0731	0,0255	Auto curage vérifie
B158	B159	31	0,0356	0,04	0,1604	300	2,6677	0,0003	0,1885	0,1887	0,0142	0,7622	0,3327	0,2927	0,0851	2,0332	0,8876	0,0878	0,0255	Auto curage vérifie
B159	B160	42	0,0872	0,01	0,2912	300	1,3338	0,0004	0,0942	0,9255	0,0371	1,1394	0,4814	0,7528	0,1303	1,5197	0,6421	0,2258	0,0391	Auto curage vérifie
B160	B164	47	0,0958	0,0039	0,3598	400	1,0091	0,0004	0,1267	0,7556	0,0350	1,0948	0,4710	0,6487	0,1267	1,1048	0,4753	0,2595	0,0507	Auto curage vérifie
B161	B163	47	0,0086	0,0251	0,1026	300	2,1132	0,0001	0,1493	0,0573	0,0062	0,5530	0,2546	0,1603	0,0569	1,1687	0,5379	0,0481	0,0171	Auto curage vérifie
B162	B163	40	0,0073	0,06	0,0820	300	3,2672	0,0001	0,2308	0,0315	0,0034	0,4534	0,2225	0,1210	0,0418	1,4815	0,7271	0,0363	0,0125	Auto curage vérifie
B163	B164	35	0,0222	0,06	0,1246	300	3,2672	0,0002	0,2308	0,0962	0,0104	0,6284	0,2982	0,2095	0,0737	2,0532	0,9742	0,0628	0,0221	Auto curage vérifie
B164	B165	55	0,1280	0,005	0,3829	400	1,1426	0,0008	0,1435	0,8918	0,0553	1,1379	0,5474	0,7325	0,1575	1,3001	0,6254	0,2930	0,0630	Auto curage vérifie
B165	B166	52	0,1374	0,005	0,3933	400	1,1426	0,0009	0,1435	0,9578	0,0624	1,1394	0,5662	0,7740	0,1675	1,3019	0,6469	0,3096	0,0670	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.9. Calcul de dimensionnement du réseau B 50 logement sociaux :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B146	B147	22	0,0040	0,024	0,0778	300	2,0664	0,0000	0,1460	0,0274	0,0030	0,4300	0,2177	0,1138	0,0392	0,8885	0,4498	0,0341	0,0118	Auto curage vérifie
B147	B150	16	0,0069	0,019	0,0998	300	1,8386	0,0001	0,1299	0,0532	0,0058	0,5414	0,2495	0,1546	0,0547	0,9955	0,4588	0,0464	0,0164	Auto curage vérifie
B148	B149	22	0,0040	0,009	0,0935	300	1,2654	0,0000	0,0894	0,0448	0,0049	0,5131	0,2400	0,1421	0,0503	0,6493	0,3036	0,0426	0,0151	Auto curage vérifie
B149	B150	20	0,0076	0,006	0,1286	300	1,0332	0,0001	0,0730	0,1047	0,0114	0,6410	0,3071	0,2188	0,0768	0,6623	0,3173	0,0657	0,0230	Auto curage vérifie
B150	B153	15	0,0173	0,047	0,1187	300	2,8917	0,0002	0,2043	0,0846	0,0092	0,6102	0,2859	0,1960	0,0693	1,7645	0,8267	0,0588	0,0208	Auto curage vérifie
B151	B152	12	0,0022	0,0123	0,0703	300	1,4793	0,0000	0,1045	0,0209	0,0023	0,3866	0,2090	0,1011	0,0345	0,5719	0,3091	0,0303	0,0103	Auto curage vérifie
B152	B153	12	0,0044	0,0123	0,0911	300	1,4793	0,0000	0,1045	0,0418	0,0045	0,5015	0,2351	0,1376	0,0480	0,7418	0,3478	0,0413	0,0144	Auto curage vérifie
B153	B154	21	0,0255	0,047	0,1373	300	2,8917	0,0003	0,2043	0,1247	0,0136	0,6696	0,3273	0,2391	0,0834	1,9362	0,9465	0,0717	0,0250	Auto curage vérifie
B154	B155	21	0,0293	0,047	0,1447	300	2,8917	0,0003	0,2043	0,1434	0,0156	0,6965	0,3448	0,2561	0,0888	2,0141	0,9970	0,0768	0,0266	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.10. Calcul de dimensionnement du réseau B les habitations derrière le stade communal :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B169	B172	34	0,0062	0,01	0,1080	300	1,3338	0,0001	0,0942	0,0657	0,0071	0,5738	0,2641	0,1718	0,0609	0,7653	0,3523	0,0515	0,0183	Auto curage vérifie
B170	B171	66	0,0120	0,05	0,1024	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0570	0,0045	0,5522	0,2352	0,1599	0,0481	1,6471	0,7016	0,0480	0,0144	Auto curage vérifie
B171	B172	30	0,0175	0,03	0,1297	300	2,3103	0,0002	0,1632	0,1070	0,0094	0,6444	0,2882	0,2213	0,0701	1,4886	0,6659	0,0664	0,0210	Auto curage vérifie
B172	B173	10	0,0255	0,017	0,1662	300	1,7391	0,0002	0,1229	0,2074	0,0196	0,7875	0,3771	0,3067	0,0984	1,3695	0,6558	0,0920	0,0295	Auto curage vérifie
B173	B178	48	0,0342	0,017	0,1856	300	1,7391	0,0003	0,1229	0,2785	0,0273	0,8625	0,4295	0,3582	0,1137	1,5000	0,7469	0,1075	0,0341	Auto curage vérifie
B174	B175	33	0,0060	0,05	0,0790	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0285	0,0031	0,4364	0,2185	0,1158	0,0397	1,3015	0,6517	0,0347	0,0119	Auto curage vérifie
B175	B177	33	0,0120	0,05	0,1024	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0570	0,0062	0,5522	0,2544	0,1599	0,0568	1,6471	0,7588	0,0480	0,0170	Auto curage vérifie
B176	B177	37	0,0067	0,0165	0,1015	300	1,7133	0,0001	0,1210	0,0556	0,0060	0,5484	0,2524	0,1580	0,0559	0,9396	0,4324	0,0474	0,0168	Auto curage vérifie

B177	B178	37	0,0255	0,0309	0,1486	300	2,3447	0,0003	0,1657	0,1538	0,0167	0,7117	0,3544	0,2650	0,0917	1,6687	0,8309	0,0795	0,0275	Auto curage vérifie
B178	B179	57	0,0701	0,017	0,2428	300	1,7391	0,0007	0,1229	0,5703	0,0591	1,0372	0,5578	0,5371	0,1628	1,8038	0,9701	0,1611	0,0489	Auto curage vérifie
B179	B180	37	0,0703	0,017	0,2431	300	1,7391	0,0008	0,1229	0,5718	0,0650	1,0378	0,5723	0,5379	0,1710	1,8049	0,9953	0,1614	0,0513	Auto curage vérifie
B180	B181	31	0,0759	0,017	0,2502	300	1,7391	0,0009	0,1229	0,6177	0,0700	1,0540	0,5831	0,5636	0,1776	1,8330	1,0142	0,1691	0,0533	Auto curage vérifie
B181	B182	38	0,0828	0,017	0,2585	300	1,7391	0,0009	0,1229	0,6740	0,0762	1,0690	0,5953	0,5970	0,1855	1,8590	1,0353	0,1791	0,0557	Auto curage vérifie
B182	B184	35	0,0892	0,017	0,2658	300	1,7391	0,0010	0,1229	0,7258	0,0818	1,0841	0,6054	0,6296	0,1925	1,8854	1,0528	0,1889	0,0578	Auto curage vérifie
B183	B184	36	0,0066	0,0201	0,0968	300	1,8910	0,0001	0,1336	0,0490	0,0053	0,5281	0,2444	0,1485	0,0524	0,9987	0,4622	0,0445	0,0157	Auto curage vérifie

Tableau N° VI.11. Calcul de dimensionnement du réseau B les 144 logements sociaux + la partie haute de hay chaaba près de la RN°4:

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B185	B186	36	0,0066	0,02	0,0969	300	1,8863	0,0001	0,1333	0,0492	0,0053	0,5285	0,2445	0,1487	0,0524	0,9970	0,4613	0,0446	0,0157	Auto curage vérifie
B186	B186'	32	0,0124	0,02	0,1230	300	1,8863	0,0001	0,1333	0,0929	0,0101	0,6233	0,2951	0,2057	0,0726	1,1758	0,5567	0,0617	0,0218	Auto curage vérifie
B186'	B187	33	0,0184	0,02	0,1426	300	1,8863	0,0002	0,1333	0,1379	0,0150	0,6886	0,3400	0,2513	0,0873	1,2988	0,6414	0,0754	0,0262	Auto curage vérifie
B187	B188	21	0,0222	0,02	0,1531	300	1,8863	0,0002	0,1333	0,1666	0,0181	0,7304	0,3653	0,2755	0,0949	1,3778	0,6891	0,0826	0,0285	Auto curage vérifie
B188	B189	21	0,0260	0,02	0,1625	300	1,8863	0,0003	0,1333	0,1953	0,0212	0,7713	0,3891	0,2977	0,1018	1,4549	0,7339	0,0893	0,0306	Auto curage vérifie
B190	B191	41	0,0075	0,02	0,1017	300	1,8863	0,0001	0,1333	0,0560	0,0061	0,5494	0,2529	0,1585	0,0562	1,0364	0,4770	0,0475	0,0168	Auto curage vérifie
B191	B192	46	0,0158	0,02	0,1349	300	1,8863	0,0002	0,1333	0,1188	0,0129	0,6612	0,3214	0,2333	0,0815	1,2472	0,6063	0,0700	0,0244	Auto curage vérifie
B192	B192'	27	0,0207	0,02	0,1492	300	1,8863	0,0002	0,1333	0,1557	0,0169	0,7144	0,3557	0,2666	0,0921	1,3476	0,6710	0,0800	0,0276	Auto curage vérifie
B192'	B195	23	0,0249	0,02	0,1599	300	1,8863	0,0003	0,1333	0,1871	0,0203	0,7599	0,3825	0,2915	0,0999	1,4334	0,7215	0,0874	0,0300	Auto curage vérifie
B193	B194	35	0,0064	0,0243	0,0924	300	2,0792	0,0003	0,1469	0,0434	0,0231	0,5077	0,4025	0,1400	0,1057	1,0556	0,8368	0,0420	0,0317	Auto curage vérifie
B194	B195	21	0,0102	0,024	0,1105	300	2,0664	0,0004	0,1460	0,0698	0,0262	0,5828	0,4222	0,1773	0,1115	1,2042	0,8725	0,0532	0,0335	Auto curage vérifie

B196	B197	40	0,0073	0,0175	0,1033	300	1,7645	0,0001	0,1247	0,0584	0,0063	0,5560	0,2557	0,1619	0,0574	0,9810	0,4513	0,0486	0,0172	Auto curage vérifie
B197	B198	38	0,0142	0,0175	0,1327	300	1,7645	0,0002	0,1247	0,1139	0,0124	0,6541	0,3164	0,2284	0,0798	1,1542	0,5582	0,0685	0,0240	Auto curage vérifie
B198	B99	54	0,0240	0,0175	0,1617	300	1,7645	0,0003	0,1247	0,1927	0,0209	0,7677	0,3869	0,2957	0,1012	1,3546	0,6827	0,0887	0,0304	Auto curage vérifie
B206	B207	52	0,0095	0,01	0,1266	300	1,3338	0,0001	0,0942	0,1004	0,0109	0,6347	0,3029	0,2142	0,0753	0,8466	0,4040	0,0643	0,0226	Auto curage vérifie
B207	B208	52	0,0329	0,01	0,2021	300	1,3338	0,0002	0,0942	0,3494	0,0219	0,9086	0,3935	0,4077	0,1031	1,2119	0,5249	0,1223	0,0309	Auto curage vérifie
B208	B209	36	0,0395	0,01	0,2163	300	1,3338	0,0003	0,0942	0,4190	0,0294	0,9489	0,4415	0,4523	0,1173	1,2657	0,5890	0,1357	0,0352	Autocurage vérifie
B209	B214	35	0,0459	0,01	0,2288	300	1,3338	0,0003	0,0942	0,4865	0,0367	0,9920	0,4794	0,4914	0,1296	1,3231	0,6394	0,1474	0,0389	Autocurage vérifie
B210	B211	16	0,0029	0,0317	0,0656	300	2,3748	0,0000	0,1678	0,0174	0,0019	0,3595	0,2042	0,0932	0,0318	0,8538	0,4849	0,0280	0,0095	Autocurage vérifie
B211	B214	40	0,0102	0,0317	0,1049	300	2,3748	0,0001	0,1678	0,0607	0,0066	0,5621	0,2588	0,1651	0,0587	1,3348	0,6146	0,0495	0,0176	Autocurage vérifie
B212	B213	40	0,0073	0,006	0,1263	300	1,0332	0,0001	0,0730	0,0997	0,0108	0,6337	0,3019	0,2134	0,0750	0,6547	0,3119	0,0640	0,0225	Autocurage vérifie
B213	B214	40	0,0146	0,0033	0,1832	300	0,7662	0,0002	0,0541	0,2690	0,0292	0,8545	0,4404	0,3514	0,1170	0,6548	0,3374	0,1054	0,0351	Autocurage vérifie
B214	B205'	12,83	0,0729	0,002	0,3682	400	0,7226	0,0006	0,0908	0,8036	0,0706	1,1140	0,5844	0,6792	0,1784	0,8050	0,4223	0,2717	0,0714	Autocurage vérifie

Tableau N° VI.12. Calcul de dimensionnement du réseau B collecteur près de l'école primaire des 48 logements vers le collecteur DN 1000 près du cimetière :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B229	B230	37	0,0067	0,06	0,0796	300	3,2672	0,0001	0,2308	0,0292	0,0032	0,4403	0,2194	0,1170	0,0401	1,4385	0,7170	0,0351	0,0120	Autocurage vérifie
B230	B231	43	0,0146	0,03	0,1211	300	2,3103	0,0002	0,1632	0,0892	0,0097	0,6176	0,2907	0,2014	0,0710	1,4269	0,6715	0,0604	0,0213	Autocurage vérifie
B231	B236	40	0,0218	0,06	0,1238	300	3,2672	0,0002	0,2308	0,0946	0,0103	0,6260	0,2965	0,2077	0,0731	2,0454	0,9687	0,0623	0,0219	Autocurage vérifie
B232	B233	47	0,0086	0,0458	0,0916	300	2,8545	0,0001	0,2017	0,0424	0,0046	0,5040	0,2364	0,1385	0,0487	1,4386	0,6748	0,0416	0,0146	Autocurage vérifie
B233	B234	38	0,0155	0,0458	0,1144	300	2,8545	0,0002	0,2017	0,0767	0,0083	0,5963	0,2770	0,1862	0,0659	1,7021	0,7906	0,0559	0,0198	Autocurage vérifie
B234	B236	43	0,0233	0,0457	0,1335	300	2,8514	0,0003	0,2015	0,1156	0,0126	0,6567	0,3182	0,2302	0,0805	1,8724	0,9074	0,0691	0,0241	Autocurage vérifie
B236	B237	35,4	0,0516	0,06	0,1709	300	3,2672	0,0006	0,2308	0,2235	0,0243	0,8076	0,4102	0,3185	0,1080	2,6387	1,3403	0,0956	0,0324	Autocurage vérifie
B237	B239	30	0,0570	0,06	0,1775	300	3,2672	0,0006	0,2308	0,2471	0,0269	0,8339	0,4265	0,3357	0,1128	2,7246	1,3935	0,1007	0,0338	Autocurage vérifie

B238	B239	52	0,0095	0,035	0,1001	300	2,4954	0,0001	0,1763	0,0537	0,0058	0,5428	0,2503	0,1552	0,0550	1,3544	0,6246	0,0466	0,0165	Autocurage vérifie
B239	B240	24	0,0709	0,05	0,1992	300	2,9825	0,0008	0,2107	0,3363	0,0365	0,9011	0,4786	0,3988	0,1293	2,6877	1,4274	0,1196	0,0388	Autocurage vérifie
B240	B255	24	0,0752	0,05	0,2037	300	2,9825	0,0008	0,2107	0,3571	0,0388	0,9129	0,4889	0,4128	0,1329	2,7227	1,4582	0,1238	0,0399	Autocurage vérifie
B241	B255	52	0,0095	0,0202	0,1110	300	1,8957	0,0001	0,1339	0,0707	0,0077	0,5845	0,2703	0,1784	0,0633	1,1081	0,5124	0,0535	0,0190	Autocurage vérifie
B242	B243	36	0,0066	0,03	0,0898	300	2,3103	0,0001	0,1632	0,0401	0,0043	0,4946	0,2334	0,1350	0,0472	1,1427	0,5392	0,0405	0,0142	Autocurage vérifie
B243	B245	35	0,0129	0,03	0,1158	300	2,3103	0,0001	0,1632	0,0792	0,0086	0,6008	0,2795	0,1893	0,0669	1,3879	0,6457	0,0568	0,0201	Autocurage vérifie
B235	B245	32	0,0058	0,0301	0,0858	300	2,3141	0,0001	0,1635	0,0356	0,0039	0,4742	0,2276	0,1278	0,0444	1,0974	0,5267	0,0383	0,0133	Autocurage vérifie
B245	B246	35	0,0251	0,05	0,1350	300	2,9825	0,0003	0,2107	0,1192	0,0130	0,6617	0,3219	0,2337	0,0816	1,9736	0,9600	0,0701	0,0245	Autocurage vérifie
B246	B248	27	0,0300	0,0305	0,1584	300	2,3294	0,0003	0,1646	0,1825	0,0198	0,7533	0,3786	0,2879	0,0988	1,7548	0,8819	0,0864	0,0296	Autocurage vérifie
B247	B248	32	0,0058	0,06	0,0754	300	3,2672	0,0001	0,2308	0,0252	0,0027	0,4163	0,2142	0,1098	0,0374	1,3601	0,7000	0,0329	0,0112	Autocurage vérifie
B248	B249	28	0,0410	0,06	0,1567	300	3,2672	0,0004	0,2308	0,1774	0,0193	0,7461	0,3746	0,2840	0,0976	2,4375	1,2238	0,0852	0,0293	Autocurage vérifie
B249	B250	27,55	0,0610	0,015	0,2360	300	1,6336	0,0005	0,1154	0,5282	0,0433	1,0168	0,5075	0,5142	0,1399	1,6610	0,8291	0,1543	0,0420	Autocurage vérifie
B250	B251	35	0,0673	0,0035	0,3218	400	0,9559	0,0006	0,1201	0,5608	0,0474	1,0331	0,5225	0,5319	0,1460	0,9876	0,4995	0,2128	0,0584	Autocurage vérifie
B251	B252	36	0,0739	0,0035	0,3332	400	0,9559	0,0006	0,1201	0,6154	0,0533	1,0533	0,5416	0,5623	0,1547	1,0069	0,5178	0,2249	0,0619	Autocurage vérifie
B252	B253	34	0,0801	0,0035	0,3434	400	0,9559	0,0007	0,1201	0,6669	0,0589	1,0671	0,5573	0,5927	0,1626	1,0201	0,5327	0,2371	0,0650	Autocurage vérifie
B253	B254	30	0,0855	0,0035	0,3520	400	0,9559	0,0008	0,1201	0,7124	0,0639	1,0798	0,5697	0,6210	0,1694	1,0322	0,5446	0,2484	0,0678	Autocurage vérifie
B254	B255	45	0,0937	0,0035	0,3642	400	0,9559	0,0009	0,1201	0,7806	0,0713	1,1048	0,5858	0,6647	0,1793	1,0561	0,5600	0,2659	0,0717	Autocurage vérifie
B255	B256	42	0,1861	0,008	0,4034	500	1,6771	0,0010	0,3291	0,5654	0,0317	1,0351	0,4541	0,5344	0,1213	1,7359	0,7615	0,2672	0,0606	Autocurage vérifie
B256	B262	38	0,1930	0,008	0,4090	500	1,6771	0,0011	0,3291	0,5864	0,0339	1,0436	0,4659	0,5460	0,1251	1,7501	0,7814	0,2730	0,0625	Autocurage vérifie
B257	B262	42	0,0076	0,0201	0,1025	300	1,8910	0,0001	0,1336	0,0572	0,0062	0,5528	0,2544	0,1602	0,0568	1,0454	0,4810	0,0481	0,0170	Autocurage vérifie
B258	B259	30	0,0055	0,05	0,0762	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0259	0,0028	0,4206	0,2151	0,1110	0,0378	1,2545	0,6415	0,0333	0,0113	Autocurage vérifie
B259	B260	30	0,0109	0,05	0,0988	300	2,9825	0,0001	0,2107	0,0518	0,0056	0,5371	0,2481	0,1525	0,0541	1,6019	0,7400	0,0458	0,0162	Autocurage vérifie
B260	B261	25	0,0155	0,03	0,1239	300	2,3103	0,0002	0,1632	0,0948	0,0103	0,6263	0,2967	0,2079	0,0732	1,4469	0,6855	0,0624	0,0220	Autocurage vérifie
B261	B262	44	0,0235	0,004	0,2114	300	0,8436	0,0003	0,0596	0,3939	0,0428	0,9339	0,5054	0,4368	0,1391	0,7878	0,4264	0,1310	0,0417	Autocurage vérifie
B262	B263	45	0,2323	0,04	0,3242	500	3,2317	0,0015	0,4059	0,5723	0,0380	1,0381	0,4854	0,5382	0,1317	3,3546	1,5688	0,2153	0,0527	Autocurage vérifie
B263	B264	47	0,2409	0,02	0,3743	500	2,2851	0,0016	0,2870	0,8392	0,0570	1,1268	0,5523	0,7012	0,1600	2,5750	1,2621	0,2805	0,0640	Autocurage vérifie
B264	B265	53	0,2505	0,008	0,4510	500	1,6771	0,0017	0,3291	0,7611	0,0529	1,0970	0,5405	0,6522	0,1541	1,8397	0,9064	0,3261	0,0771	Autocurage vérifie

B265	B266	45	0,2587	0,008	0,4565	500	1,6771	0,0018	0,3291	0,7860	0,0556	1,1069	0,5484	0,6681	0,1580	1,8564	0,9197	0,3340	0,0790	Autocurage vérifie
B266	B267	45	0,2669	0,008	0,4619	500	1,6771	0,0019	0,3291	0,8109	0,0583	1,1169	0,5558	0,6838	0,1618	1,8730	0,9322	0,3419	0,0809	Autocurage vérifie
B267	B268	42	0,2745	0,008	0,4668	500	1,6771	0,0020	0,3291	0,8341	0,0609	1,1252	0,5623	0,6981	0,1653	1,8870	0,9431	0,3491	0,0826	Autocurage vérifie
B268	B269	47	0,2831	0,0159	0,4151	500	2,3643	0,0021	0,4640	0,6101	0,0452	1,0517	0,5145	0,5593	0,1427	2,4864	1,2165	0,2796	0,0714	Autocurage vérifie
B269	B270	65	0,3039	0,0159	0,4263	500	2,3643	0,0022	0,4640	0,6550	0,0479	1,0641	0,5244	0,5855	0,1468	2,5158	1,2398	0,2928	0,0734	Autocurage vérifie

Tableau N° VI.13. Calcul de dimensionnement du réseau B de l'interception des impôts jusqu'au siège APC :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B324	B325	42	0,0076	0,03	0,0951	300	2,3103	0,0001	0,1632	0,0468	0,0051	0,5205	0,2418	0,1452	0,0512	1,2026	0,5586	0,0436	0,0154	Autocurage vérifie
B325	B326	43	0,0155	0,03	0,1239	300	2,3103	0,0002	0,1632	0,0948	0,0103	0,6263	0,2967	0,2079	0,0732	1,4469	0,6855	0,0624	0,0220	Autocurage vérifie
B326	B327	43	0,0233	0,03	0,1445	300	2,3103	0,0003	0,1632	0,1427	0,0155	0,6955	0,3442	0,2555	0,0886	1,6068	0,7952	0,0767	0,0266	Autocurage vérifie
B327	B331	63	0,0348	0,07	0,1432	300	3,5290	0,0004	0,2493	0,1394	0,0152	0,6907	0,3413	0,2526	0,0877	2,4375	1,2045	0,0758	0,0263	Autocurage vérifie
B328	B329	45	0,0082	0,0295	0,0979	300	2,2909	0,0001	0,1619	0,0506	0,0055	0,5332	0,2465	0,1508	0,0533	1,2216	0,5646	0,0452	0,0160	Autocurage vérifie
B329	B330	44	0,0162	0,0295	0,1265	300	2,2909	0,0002	0,1619	0,1001	0,0109	0,6342	0,3024	0,2138	0,0752	1,4529	0,6927	0,0641	0,0225	Autocurage vérifie
B330	B331	44	0,0242	0,0295	0,1470	300	2,2909	0,0003	0,1619	0,1496	0,0162	0,7055	0,3505	0,2614	0,0905	1,6161	0,8030	0,0784	0,0272	Autocurage vérifie
B331	B336	47	0,0675	0,07	0,1837	300	3,5290	0,0007	0,2493	0,2708	0,0294	0,8561	0,4418	0,3527	0,1174	3,0213	1,5591	0,1058	0,0352	Autocurage vérifie
B332	B333	34	0,0062	0,025	0,0909	300	2,1090	0,0001	0,1490	0,0415	0,0045	0,5004	0,2351	0,1372	0,0480	1,0553	0,4958	0,0412	0,0144	Autocurage vérifie
B333	B334	33	0,0122	0,025	0,1173	300	2,1090	0,0001	0,1490	0,0818	0,0089	0,6055	0,2831	0,1926	0,0683	1,2769	0,5970	0,0578	0,0205	Autocurage vérifie
B334	B335	33	0,0182	0,025	0,1363	300	2,1090	0,0002	0,1490	0,1221	0,0133	0,6659	0,3249	0,2366	0,0826	1,4044	0,6852	0,0710	0,0248	Autocurage vérifie
B335	B336	33	0,0242	0,0253	0,1513	300	2,1216	0,0003	0,1499	0,1615	0,0175	0,7229	0,3611	0,2714	0,0937	1,5337	0,7660	0,0814	0,0281	Autocurage vérifie
B336	B336'	40	0,0990	0,05	0,2258	300	2,9825	0,0011	0,2107	0,4699	0,0511	0,9813	0,5347	0,4821	0,1514	2,9269	1,5948	0,1446	0,0454	Autocurage vérifie
B336'	B341	42	0,1067	0,05	0,2322	300	2,9825	0,0012	0,2107	0,5061	0,0550	1,0041	0,5466	0,5022	0,1571	2,9947	1,6303	0,1507	0,0471	Autocurage vérifie
B337	B338	34	0,0062	0,0118	0,1047	300	1,4489	0,0001	0,1024	0,0604	0,0065	0,5613	0,2580	0,1647	0,0583	0,8133	0,3738	0,0494	0,0175	Autocurage vérifie
B338	B339	33	0,0122	0,0118	0,1350	300	1,4489	0,0001	0,1024	0,1191	0,0130	0,6616	0,3222	0,2336	0,0817	0,9586	0,4669	0,0701	0,0245	Autocurage vérifie
B339	B340	33	0,0182	0,0118	0,1569	300	1,4489	0,0002	0,1024	0,1778	0,0193	0,7466	0,3751	0,2843	0,0978	1,0818	0,5434	0,0853	0,0293	Autocurage vérifie

B340	B341	33	0,0242	0,0118	0,1746	300	1,4489	0,0003	0,1024	0,2365	0,0257	0,8226	0,4192	0,3280	0,1106	1,1919	0,6074	0,0984	0,0332	Autocurage vérifié
B341	B341'	42	0,1385	0,05	0,2561	300	2,9825	0,0015	0,2107	0,6573	0,0714	1,0647	0,5861	0,5869	0,1794	3,1754	1,7480	0,1761	0,0538	Autocurage vérifié
B341'	B342	42	0,1461	0,03	0,2876	300	2,3103	0,0016	0,1632	0,8954	0,0973	1,1382	0,6301	0,7346	0,2107	2,6296	1,4556	0,2204	0,0632	Autocurage vérifié
B323	B342	56	0,0102	0,0049	0,1488	300	0,9337	0,0001	0,0660	0,1545	0,0168	0,7127	0,3552	0,2656	0,0919	0,6654	0,3317	0,0797	0,0276	Autocurage vérifié
B342	B343	36	0,1629	0,003	0,4613	500	1,0270	0,0018	0,2015	0,8082	0,0878	1,1158	0,6154	0,6821	0,1998	1,1459	0,6320	0,3410	0,0999	Autocurage vérifié
B343	B344	35	0,1693	0,003	0,4680	500	1,0270	0,0018	0,2015	0,8398	0,0913	1,1270	0,6209	0,7016	0,2039	1,1574	0,6377	0,3508	0,1019	Autocurage vérifié
B344	B345	35	0,1756	0,003	0,4745	500	1,0270	0,0019	0,2015	0,8714	0,0947	1,1350	0,6262	0,7205	0,2078	1,1656	0,6431	0,3602	0,1039	Autocurage vérifié
B345	B367	35	0,1820	0,007	0,4102	500	1,5687	0,0020	0,3079	0,5912	0,0642	1,0453	0,5705	0,5486	0,1699	1,6399	0,8950	0,2743	0,0850	Autocurage vérifié

Tableau N° VI.14. Calcul de dimensionnement du réseau B les habitations près de la gendarmerie jusqu'au siège APC :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B346	B349	27	0,0049	0,0202	0,0868	300	1,8957	0,0001	0,1339	0,0367	0,0040	0,4793	0,2288	0,1296	0,0450	0,9086	0,4338	0,0389	0,0135	Autocurage vérifié
B347	B348	33	0,0060	0,09	0,0707	300	4,0015	0,0001	0,2827	0,0212	0,0023	0,3891	0,2090	0,1019	0,0345	1,5571	0,8364	0,0306	0,0104	Autocurage vérifié
B348	B349	33	0,0120	0,09	0,0917	300	4,0015	0,0001	0,2827	0,0425	0,0046	0,5042	0,2367	0,1386	0,0488	2,0178	0,9470	0,0416	0,0146	Autocurage vérifié
B349	B358	27	0,0218	0,0227	0,1486	300	2,0096	0,0002	0,1420	0,1538	0,0167	0,7117	0,3541	0,2650	0,0916	1,4302	0,7117	0,0795	0,0275	Autocurage vérifié
B350	B352	25	0,0046	0,06	0,0688	300	3,2672	0,0000	0,2308	0,0197	0,0021	0,3778	0,2069	0,0986	0,0333	1,2345	0,6758	0,0296	0,0100	Autocurage vérifié
B351	B352	44	0,0080	0,0302	0,0967	300	2,3180	0,0001	0,1638	0,0489	0,0053	0,5277	0,2444	0,1483	0,0524	1,2231	0,5665	0,0445	0,0157	Autocurage vérifié
B352	B354	21	0,0164	0,06	0,1112	300	3,2672	0,0002	0,2308	0,0710	0,0077	0,5851	0,2705	0,1788	0,0634	1,9118	0,8838	0,0537	0,0190	Autocurage vérifié
B353	B354	44	0,0080	0,0079	0,1243	300	1,1855	0,0001	0,0838	0,0956	0,0104	0,6275	0,2976	0,2088	0,0735	0,7440	0,3529	0,0626	0,0221	Autocurage vérifié
B354	B355	32	0,0302	0,06	0,1398	300	3,2672	0,0003	0,2308	0,1309	0,0142	0,6784	0,3331	0,2449	0,0852	2,2165	1,0883	0,0735	0,0256	Autocurage vérifié
B355	B358	52	0,0397	0,0044	0,2528	300	0,8848	0,0004	0,0625	0,6347	0,0690	1,0588	0,5810	0,5735	0,1762	0,9368	0,5140	0,1721	0,0529	Autocurage vérifié
B356	B357	30	0,0055	0,09	0,0682	300	4,0015	0,0001	0,2827	0,0193	0,0021	0,3748	0,2064	0,0977	0,0331	1,4999	0,8260	0,0293	0,0099	Autocurage vérifié
B357	B358	42	0,0131	0,09	0,0947	300	4,0015	0,0001	0,2827	0,0464	0,0050	0,5188	0,2411	0,1445	0,0509	2,0761	0,9648	0,0433	0,0153	Autocurage vérifié
B358	B359	28	0,0797	0,05	0,2082	300	2,9825	0,0009	0,2107	0,3783	0,0411	0,9249	0,4986	0,4268	0,1365	2,7584	1,4871	0,1280	0,0410	Autocurage vérifié
B359	B360	28	0,0848	0,06	0,2059	300	3,2672	0,0009	0,2308	0,3674	0,0399	0,9187	0,4938	0,4197	0,1347	3,0016	1,6133	0,1259	0,0404	Autocurage vérifié

B360	B361	31	0,0905	0,06	0,2110	300	3,2672	0,0010	0,2308	0,3919	0,0426	0,9327	0,5046	0,4355	0,1388	3,0472	1,6487	0,1307	0,0416	Autocurage vérifie
B361	B362	30	0,0959	0,08	0,2043	300	3,7727	0,0010	0,2665	0,3599	0,0391	0,9145	0,4901	0,4147	0,1334	3,4499	1,8490	0,1244	0,0400	Autocurage vérifie
B362	B363	46	0,1043	0,08	0,2108	300	3,7727	0,0011	0,2665	0,3913	0,0425	0,9323	0,5043	0,4351	0,1387	3,5173	1,9026	0,1305	0,0416	Autocurage vérifie
B363	B364	41	0,1117	0,08	0,2164	300	3,7727	0,0012	0,2665	0,4193	0,0455	0,9491	0,5159	0,4525	0,1433	3,5806	1,9464	0,1358	0,0430	Autocurage vérifie
B364	B365	42	0,1194	0,0649	0,2307	300	3,3980	0,0013	0,2401	0,4973	0,0541	0,9987	0,5439	0,4974	0,1558	3,3936	1,8482	0,1492	0,0467	Autocurage vérifie
B365	B366	42	0,1270	0,0649	0,2361	300	3,3980	0,0014	0,2401	0,5292	0,0575	1,0173	0,5537	0,5147	0,1607	3,4567	1,8813	0,1544	0,0482	Autocurage vérifie
B366	B367	42	0,1347	0,0649	0,2414	300	3,3980	0,0015	0,2401	0,5610	0,0610	1,0332	0,5626	0,5320	0,1655	3,5107	1,9119	0,1596	0,0496	Autocurage vérifie
B367	B368	30	0,3221	0,01	0,4753	500	1,8750	0,0035	0,3680	0,8755	0,0951	1,1357	0,6268	0,7229	0,2083	2,1294	1,1753	0,3614	0,1041	Autocurage vérifie
B368	B385'	30	0,3276	0,01	0,4783	500	1,8750	0,0036	0,3680	0,8903	0,0967	1,1377	0,6292	0,7316	0,2101	2,1332	1,1798	0,3658	0,1051	Autocurage vérifie

Tableau N° VI.15. Calcul de dimensionnement du réseau B de la Résidence de daïra a la RN⁴:

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B369	B370	30	0,0055	0,1	0,0669	300	4,2180	0,0001	0,2980	0,0183	0,0020	0,3672	0,2051	0,0955	0,0323	1,5488	0,8651	0,0286	0,0097	Autocurage vérifie
B370	B371	30	0,0109	0,15	0,0804	300	5,1659	0,0001	0,3650	0,0299	0,0033	0,4445	0,2206	0,1183	0,0408	2,2964	1,1397	0,0355	0,0122	Autocurage vérifie
B400	B371	30	0,0055	0,063	0,0730	300	3,3479	0,0001	0,2365	0,0231	0,0025	0,4020	0,2114	0,1056	0,0358	1,3460	0,7077	0,0317	0,0107	Autocurage vérifie
B371	B372	30	0,0218	0,1	0,1125	300	4,2180	0,0002	0,2980	0,0733	0,0080	0,5898	0,2730	0,1819	0,0644	2,4877	1,1516	0,0546	0,0193	Autocurage vérifie
B372	B374	30	0,0273	0,09	0,1248	300	4,0015	0,0003	0,2827	0,0966	0,0105	0,6290	0,2988	0,2099	0,0739	2,5168	1,1957	0,0630	0,0222	Autocurage vérifie
B373	B374	21	0,0038	0,0704	0,0625	300	3,5391	0,0000	0,2500	0,0153	0,0017	0,3424	0,2014	0,0881	0,0302	1,2118	0,7127	0,0264	0,0091	Autocurage vérifie
B374	B375	28	0,0362	0,09	0,1387	300	4,0015	0,0004	0,2827	0,1281	0,0139	0,6744	0,3307	0,2423	0,0844	2,6988	1,3232	0,0727	0,0253	Autocurage vérifie
B375	B376	29	0,0415	0,09	0,1460	300	4,0015	0,0005	0,2827	0,1468	0,0160	0,7014	0,3480	0,2591	0,0898	2,8067	1,3926	0,0777	0,0269	Autocurage vérifie
B376	B377	55	0,0515	0,09	0,1583	300	4,0015	0,0006	0,2827	0,1822	0,0198	0,7529	0,3786	0,2877	0,0988	3,0128	1,5149	0,0863	0,0296	Autocurage vérifie
B431	B377	35	0,0064	0,0351	0,0863	300	2,4989	0,0001	0,1766	0,0361	0,0039	0,4764	0,2283	0,1286	0,0447	1,1905	0,5704	0,0386	0,0134	Autocurage vérifie

B377	B378	28	0,0630	0,07	0,1789	300	3,5290	0,0007	0,2493	0,2526	0,0274	0,8394	0,4300	0,3396	0,1138	2,9623	1,5175	0,1019	0,0342	Autocurage vérifie
B378	B379	32	0,0688	0,07	0,1850	300	3,5290	0,0007	0,2493	0,2759	0,0300	0,8604	0,4450	0,3564	0,1184	3,0364	1,5704	0,1069	0,0355	Autocurage vérifie
B379	B380	47	0,0774	0,07	0,1933	300	3,5290	0,0008	0,2493	0,3102	0,0337	0,8853	0,4649	0,3807	0,1247	3,1242	1,6406	0,1142	0,0374	Autocurage vérifie
B380	B381	40	0,0846	0,07	0,1999	300	3,5290	0,0009	0,2493	0,3394	0,0369	0,9029	0,4802	0,4009	0,1299	3,1864	1,6948	0,1203	0,0390	Autocurage vérifie
B381	B383	42	0,0923	0,07	0,2065	300	3,5290	0,0010	0,2493	0,3701	0,0402	0,9202	0,4950	0,4214	0,1352	3,2474	1,7468	0,1264	0,0405	Autocurage vérifie
B382	B383	47	0,0086	0,0061	0,1337	300	1,0418	0,0001	0,0736	0,1162	0,0126	0,6575	0,3190	0,2308	0,0807	0,6849	0,3323	0,0692	0,0242	Autocurage vérifie
B383	B384	43,5	0,1087	0,07	0,2196	300	3,5290	0,0012	0,2493	0,4362	0,0474	0,9597	0,5226	0,4626	0,1461	3,3867	1,8441	0,1388	0,0438	Autocurage vérifie
B384	B385	42	0,1164	0,0697	0,2255	300	3,5214	0,0013	0,2488	0,4678	0,0508	0,9800	0,5340	0,4809	0,1511	3,4511	1,8805	0,1443	0,0453	Autocurage vérifie

Tableau N° VI.16. Calcul de dimensionnement du réseau B en face da la résidence:

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B401	B402	29	0,0053	0,013	0,0968	300	1,5208	0,0001	0,1074	0,0491	0,0053	0,5284	0,2443	0,1486	0,0523	0,8036	0,3715	0,0446	0,0157	Autocurage vérifie
B402	B403	29	0,0106	0,013	0,1256	300	1,5208	0,0001	0,1074	0,0982	0,0107	0,6315	0,3007	0,2118	0,0746	0,9604	0,4573	0,0635	0,0224	Autocurage vérifie
B403	B406	40	0,0178	0,003	0,2013	300	0,7306	0,0002	0,0516	0,3456	0,0376	0,9064	0,4834	0,4051	0,1310	0,6622	0,3532	0,1215	0,0393	Autocurage vérifie
B404	B405	28	0,0051	0,1442	0,0609	300	5,0651	0,0001	0,3578	0,0142	0,0015	0,3334	0,1996	0,0853	0,0293	1,6885	1,0110	0,0256	0,0088	Autocurage vérifie
B405	B406	28	0,0102	0,1442	0,0789	300	5,0651	0,0001	0,3578	0,0285	0,0031	0,4363	0,2187	0,1157	0,0398	2,2097	1,1078	0,0347	0,0119	Autocurage vérifie
B406	B409	45	0,0362	0,003	0,2625	300	0,7306	0,0004	0,0516	0,7017	0,0763	1,0766	0,5956	0,6143	0,1857	0,7865	0,4351	0,1843	0,0557	Autocurage vérifie
B407	B408	27	0,0049	0,1431	0,0601	300	5,0457	0,0001	0,3565	0,0138	0,0015	0,3293	0,1990	0,0840	0,0289	1,6617	1,0039	0,0252	0,0087	Autocurage vérifie
B408	B409	27	0,0098	0,1431	0,0780	300	5,0457	0,0001	0,3565	0,0276	0,0030	0,4308	0,2175	0,1141	0,0391	2,1739	1,0975	0,0342	0,0117	Autocurage vérifie

B409	B412	35	0,0524	0,003	0,3015	400	0,8850	0,0006	0,1112	0,4715	0,0513	0,9824	0,5354	0,4830	0,1517	0,8695	0,4738	0,1932	0,0607	Autocurage vérifié
B410	B411	30	0,0055	0,0989	0,0670	300	4,1947	0,0001	0,2964	0,0184	0,0020	0,3680	0,2052	0,0957	0,0324	1,5436	0,8609	0,0287	0,0097	Autocurage vérifié
B411	B412	30	0,0109	0,0989	0,0869	300	4,1947	0,0001	0,2964	0,0368	0,0040	0,4800	0,2295	0,1298	0,0453	2,0135	0,9627	0,0389	0,0136	Autocurage vérifié
B412	B413	26	0,0681	0,007	0,2837	400	1,3519	0,0007	0,1698	0,4009	0,0436	0,9380	0,5085	0,4412	0,1403	1,2680	0,6875	0,1765	0,0561	Autocurage vérifié

Tableau N° VI.17. Calcul de dimensionnement du réseau B COLLECTEUR A PARTIR DE LA RESIDENCE DE DAIRA A LA RN 4:

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B414	B415	37	0,0067	0,11	0,0711	300	4,4238	0,0001	0,3125	0,0215	0,0023	0,3913	0,2095	0,1025	0,0348	1,7310	0,9266	0,0307	0,0104	Autocurage vérifié
B415	B416	30	0,0122	0,003	0,1745	300	0,7306	0,0001	0,0516	0,2362	0,0252	0,8224	0,4160	0,3278	0,1097	0,6008	0,3039	0,0983	0,0329	Autocurage vérifié
B416	B417	27	0,0171	0,003	0,1981	300	0,7306	0,0002	0,0516	0,3315	0,0368	0,8983	0,4798	0,3954	0,1297	0,6563	0,3506	0,1186	0,0389	Autocurage vérifié
B417	B418	48	0,1009	0,072	0,2124	400	3,5791	0,0003	0,2529	0,3991	0,0111	0,9369	0,3043	0,4401	0,0758	3,3532	1,0891	0,1320	0,0227	Autocurage vérifié
B418	B429	25	0,1055	0,1	0,2031	400	4,2180	0,0003	0,2980	0,3539	0,0111	0,9111	0,3043	0,4107	0,0758	3,8430	1,2835	0,1232	0,0227	Autocurage vérifié
B419	B420	36	0,0066	0,09	0,0731	300	4,0015	0,0001	0,2827	0,0232	0,0025	0,4027	0,2112	0,1058	0,0357	1,6113	0,8450	0,0317	0,0107	Autocurage vérifié
B420	B422	22	0,0106	0,006	0,1452	300	1,0332	0,0001	0,0730	0,1446	0,0151	0,6983	0,3405	0,2572	0,0875	0,7214	0,3518	0,0772	0,0262	Autocurage vérifié
B421	B422	40	0,0073	0,085	0,0768	300	3,8888	0,0001	0,2747	0,0265	0,0029	0,4243	0,2164	0,1121	0,0386	1,6499	0,8417	0,0336	0,0116	Autocurage vérifié
B422	B424	20	0,0215	0,01	0,1722	300	1,3338	0,0002	0,0942	0,2279	0,0244	0,8129	0,4109	0,3217	0,1082	1,0843	0,5481	0,0965	0,0325	Autocurage vérifié
B423	B424	42	0,0076	0,09	0,0774	300	4,0015	0,0001	0,2827	0,0270	0,0028	0,4276	0,2155	0,1131	0,0380	1,7111	0,8621	0,0339	0,0114	Autocurage vérifié
B424	B426	19,5	0,0327	0,01	0,2015	300	1,3338	0,0004	0,0942	0,3467	0,0377	0,9070	0,4838	0,4058	0,1311	1,2098	0,6453	0,1217	0,0393	Autocurage vérifié
B425	B426	42	0,0076	0,0902	0,0774	300	4,0059	0,0001	0,2830	0,0270	0,0029	0,4274	0,2167	0,1131	0,0387	1,7123	0,8681	0,0339	0,0116	Autocurage vérifié
B426	B428	17,5	0,0435	0,01	0,2243	300	1,3338	0,0005	0,0942	0,4616	0,0502	0,9760	0,5319	0,4774	0,1502	1,3018	0,7095	0,1432	0,0450	Autocurage vérifié
B427	B428	42	0,0076	0,0901	0,0774	300	4,0037	0,0001	0,2829	0,0270	0,0029	0,4275	0,2167	0,1131	0,0387	1,7117	0,8677	0,0339	0,0116	Autocurage vérifié
B428	B429	22,5	0,0552	0,0108	0,2418	300	1,3862	0,0006	0,0979	0,5640	0,0613	1,0345	0,5634	0,5337	0,1659	1,4340	0,7809	0,1601	0,0498	Autocurage vérifié
B429	B430	46	0,1691	0,1	0,2424	400	4,2180	0,0010	0,2980	0,5674	0,0343	1,0360	0,4677	0,5355	0,1257	4,3696	1,9729	0,1606	0,0377	Autocurage vérifié
B430	B437	36	0,1756	0,1	0,2459	400	4,2180	0,0011	0,2980	0,5893	0,0367	1,0447	0,4792	0,5476	0,1295	4,4064	2,0213	0,1643	0,0389	Autocurage vérifié

B432	B433	54	0,0098	0,004	0,1525	300	0,8436	0,0001	0,0596	0,1649	0,0180	0,7279	0,3643	0,2741	0,0946	0,6141	0,3073	0,0822	0,0284	Autocurage vérifie
B433	B434	35	0,0162	0,06	0,1107	300	3,2672	0,0002	0,2308	0,0702	0,0076	0,5835	0,2696	0,1778	0,0631	1,9065	0,8808	0,0533	0,0189	Autocurage vérifie
B434	B435	31	0,0218	0,0305	0,1406	300	2,3294	0,0002	0,1646	0,1327	0,0144	0,6810	0,3348	0,2466	0,0857	1,5864	0,7798	0,0740	0,0257	Autocurage vérifie
B435	B436	31	0,0275	0,0305	0,1532	300	2,3294	0,0003	0,1646	0,1670	0,0182	0,7310	0,3660	0,2758	0,0951	1,7027	0,8525	0,0827	0,0285	Autocurage vérifie
B436	B437	31	0,0331	0,0305	0,1643	300	2,3294	0,0004	0,1646	0,2013	0,0219	0,7794	0,3936	0,3022	0,1032	1,8155	0,9169	0,0906	0,0309	Autocurage vérifie
B437	B442	26	0,2135	0,1	0,2645	400	4,2180	0,0015	0,2980	0,7164	0,0505	1,0810	0,5328	0,6236	0,1506	4,5598	2,2474	0,1871	0,0452	Autocurage vérifie
B438	B439	34	0,0062	0,0167	0,0981	300	1,7237	0,0001	0,1218	0,0508	0,0055	0,5339	0,2465	0,1511	0,0533	0,9203	0,4249	0,0453	0,0160	Autocurage vérifie
B439	B440	32	0,0120	0,0167	0,1258	300	1,7237	0,0001	0,1218	0,0986	0,0108	0,6321	0,3012	0,2122	0,0748	1,0895	0,5193	0,0637	0,0224	Autocurage vérifie
B440	B441	32	0,0178	0,0167	0,1459	300	1,7237	0,0002	0,1218	0,1465	0,0159	0,7009	0,3478	0,2588	0,0897	1,2082	0,5996	0,0776	0,0269	Autocurage vérifie
B441	B442	32	0,0237	0,0168	0,1620	300	1,7288	0,0003	0,1221	0,1937	0,0210	0,7691	0,3877	0,2965	0,1014	1,3296	0,6702	0,0889	0,0304	Autocurage vérifie
B442	B447	31	0,2428	0,09	0,2831	400	4,0015	0,0018	0,2827	0,8588	0,0645	1,1323	0,5711	0,7130	0,1702	4,5308	2,2851	0,2139	0,0511	Autocurage vérifie
B443	B444	34	0,0062	0,0184	0,0963	300	1,8093	0,0001	0,1278	0,0484	0,0052	0,5260	0,2436	0,1475	0,0520	0,9517	0,4407	0,0443	0,0156	Autocurage vérifie
B444	B445	32	0,0120	0,0184	0,1235	300	1,8093	0,0001	0,1278	0,0940	0,0102	0,6250	0,2963	0,2070	0,0730	1,1309	0,5361	0,0621	0,0219	Autocurage vérifie
B445	B446	32	0,0178	0,0184	0,1432	300	1,8093	0,0002	0,1278	0,1395	0,0152	0,6909	0,3415	0,2527	0,0878	1,2500	0,6178	0,0758	0,0263	Autocurage vérifie
B446	B447	32	0,0237	0,0183	0,1594	300	1,8044	0,0003	0,1275	0,1856	0,0202	0,7578	0,3812	0,2903	0,0996	1,3673	0,6878	0,0871	0,0299	Autocurage vérifie
B447	B452	45	0,2746	0,09	0,2965	400	4,0015	0,0022	0,2827	0,9714	0,0767	1,1399	0,5963	0,7841	0,1862	4,5615	2,3862	0,2352	0,0559	Autocurage vérifie
B448	B449	34	0,0062	0,0229	0,0924	300	2,0185	0,0001	0,1426	0,0434	0,0047	0,5078	0,2374	0,1400	0,0491	1,0250	0,4792	0,0420	0,0147	Autocurage vérifie
B449	B450	32	0,0120	0,0229	0,1185	300	2,0185	0,0001	0,1426	0,0842	0,0092	0,6095	0,2857	0,1955	0,0692	1,2303	0,5767	0,0587	0,0208	Autocurage vérifie
B450	B451	32	0,0178	0,0229	0,1375	300	2,0185	0,0002	0,1426	0,1251	0,0136	0,6701	0,3277	0,2394	0,0835	1,3526	0,6615	0,0718	0,0250	Autocurage vérifie
B451	B452	32	0,0237	0,023	0,1527	300	2,0229	0,0003	0,1429	0,1656	0,0180	0,7289	0,3645	0,2746	0,0947	1,4744	0,7374	0,0824	0,0284	Autocurage vérifie
B452	B453	42	0,3059	0,07	0,3237	400	4,2751	0,0025	0,5369	0,5698	0,0467	1,0370	0,5202	0,5368	0,1450	4,4332	2,2238	0,2147	0,0580	Autocurage vérifie
B453	B458	41	0,3134	0,07	0,3266	400	4,2751	0,0026	0,5369	0,5837	0,0482	1,0426	0,5254	0,5445	0,1473	4,4570	2,2462	0,2178	0,0589	Autocurage vérifie
B454	B455	34	0,0062	0,0195	0,0953	300	1,8626	0,0001	0,1316	0,0470	0,0051	0,5212	0,2419	0,1455	0,0512	0,9708	0,4505	0,0436	0,0154	Autocurage vérifie
B455	B456	32	0,0120	0,0195	0,1222	300	1,8626	0,0001	0,1316	0,0913	0,0100	0,6209	0,2934	0,2039	0,0720	1,1565	0,5465	0,0612	0,0216	Autocurage vérifie
B456	B457	32	0,0178	0,0196	0,1415	300	1,8674	0,0002	0,1319	0,1352	0,0147	0,6846	0,3374	0,2488	0,0865	1,2784	0,6301	0,0746	0,0260	Autocurage vérifie

B457	B458	32	0,0237	0,0196	0,1574	300	1,8674	0,0003	0,1319	0,1793	0,0195	0,7488	0,3761	0,2855	0,0981	1,3984	0,7023	0,0857	0,0294	Autocurage vérifié
B458	B459	43	0,3449	0,08	0,3302	400	4,5702	0,0029	0,5740	0,6008	0,0511	1,0487	0,5348	0,5540	0,1515	4,7927	2,4440	0,2216	0,0606	Autocurage vérifié
B459	B460	44	0,3529	0,07	0,3415	400	4,2751	0,0030	0,5369	0,6572	0,0562	1,0647	0,5501	0,5869	0,1588	4,5515	2,3516	0,2347	0,0635	Autocurage vérifié

Tableau N° VI.18. Calcul de dimensionnement du réseau B en face de la polyclinique:

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B491	B492	35	0,0064	0,01	0,1091	300	1,3338	0,0001	0,0942	0,0676	0,0073	0,5781	0,2664	0,1744	0,0618	0,7710	0,3553	0,0523	0,0185	Autocurage vérifié
B492	B493	34	0,0126	0,07	0,0977	300	3,5290	0,0001	0,2493	0,0504	0,0056	0,5325	0,2478	0,1504	0,0539	1,8792	0,8744	0,0451	0,0162	Autocurage vérifié
B493	B496	40	0,0198	0,103	0,1079	300	4,2808	0,0002	0,3024	0,0656	0,0073	0,5736	0,2659	0,1717	0,0616	2,4555	1,1381	0,0515	0,0185	Autocurage vérifié
B494	B495	34	0,0062	0,0383	0,0839	300	2,6104	0,0001	0,1844	0,0336	0,0038	0,4640	0,2269	0,1244	0,0440	1,2112	0,5924	0,0373	0,0132	Autocurage vérifié
B495	B496	34	0,0062	0,0383	0,0839	300	2,6104	0,0001	0,1844	0,0336	0,0070	0,4640	0,2635	0,1244	0,0606	1,2112	0,6877	0,0373	0,0182	Autocurage vérifié
B496	B499	39	0,0331	0,103	0,1308	300	4,2808	0,0004	0,3024	0,1095	0,0142	0,6479	0,3332	0,2239	0,0852	2,7736	1,4262	0,0672	0,0256	Autocurage vérifié
B497	B498	34	0,0062	0,0496	0,0800	300	2,9706	0,0001	0,2099	0,0295	0,0033	0,4421	0,2215	0,1175	0,0412	1,3132	0,6580	0,0352	0,0124	Autocurage vérifié
B498	B499	34	0,0124	0,0496	0,1037	300	2,9706	0,0001	0,2099	0,0590	0,0062	0,5575	0,2542	0,1627	0,0567	1,6561	0,7551	0,0488	0,0170	Autocurage vérifié
B499	B500	38	0,0524	0,103	0,1554	300	4,2808	0,0006	0,3024	0,1733	0,0212	0,7401	0,3885	0,2808	0,1017	3,1684	1,6632	0,0842	0,0305	Autocurage vérifié

Tableau N° VI.19. Calcul de dimensionnement du réseau B derrière la polyclinique :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B502	B503	49	0,0089	0,12	0,0777	300	4,6205	0,0001	0,3264	0,0273	0,0030	0,4293	0,2172	0,1136	0,0389	1,9837	1,0034	0,0341	0,0117	Autocurage vérifie
B503	B504	30	0,0144	0,123	0,0925	300	4,6779	0,0002	0,3305	0,0435	0,0047	0,5082	0,2377	0,1402	0,0492	2,3775	1,1117	0,0421	0,0148	Autocurage vérifie
B504	B505	30	0,0198	0,123	0,1044	300	4,6779	0,0002	0,3305	0,0600	0,0065	0,5602	0,2579	0,1641	0,0583	2,6207	1,2065	0,0492	0,0175	Autocurage vérifie
B505	B506	30	0,0253	0,123	0,1144	300	4,6779	0,0003	0,3305	0,0765	0,0083	0,5960	0,2769	0,1860	0,0659	2,7880	1,2951	0,0558	0,0198	Autocurage vérifie
B507	B508	28	0,0051	0,12	0,0630	300	4,6205	0,0001	0,3264	0,0156	0,0017	0,3452	0,2014	0,0889	0,0303	1,5948	0,9308	0,0267	0,0091	Autocurage vérifie
B508	B509	28	0,0102	0,13	0,0805	300	4,8092	0,0001	0,3398	0,0300	0,0033	0,4450	0,2207	0,1184	0,0408	2,1399	1,0614	0,0355	0,0122	Autocurage vérifie
B509	B510	40	0,0175	0,13	0,0985	300	4,8092	0,0002	0,3398	0,0514	0,0056	0,5359	0,2475	0,1520	0,0538	2,5770	1,1903	0,0456	0,0161	Autocurage vérifie
B510	B511	40	0,0248	0,13	0,1123	300	4,8092	0,0003	0,3398	0,0728	0,0079	0,5889	0,2727	0,1813	0,0643	2,8323	1,3113	0,0544	0,0193	Autocurage vérifie
B512	B513	33	0,0060	0,1	0,0693	300	4,2180	0,0001	0,2980	0,0202	0,0022	0,3812	0,2076	0,0995	0,0337	1,6077	0,8755	0,0299	0,0101	Autocurage vérifie
B513	B514	33	0,0120	0,158	0,0825	300	5,3019	0,0001	0,3746	0,0321	0,0035	0,4563	0,2234	0,1219	0,0422	2,4191	1,1846	0,0366	0,0127	Autocurage vérifie
B514	B515	35	0,0184	0,158	0,0968	300	5,3019	0,0002	0,3746	0,0491	0,0053	0,5282	0,2447	0,1485	0,0525	2,8007	1,2972	0,0446	0,0158	Autocurage vérifie
B515	B516	35	0,0248	0,158	0,1082	300	5,3019	0,0003	0,3746	0,0661	0,0072	0,5747	0,2649	0,1724	0,0612	3,0470	1,4043	0,0517	0,0184	Autocurage vérifie

Tableau N° VI.20. Calcul de dimensionnement du réseau B partie haute de la polyclinique :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B522	B523	40	0,0073	0,015	0,1064	300	1,6336	0,0001	0,1154	0,0631	0,0068	0,5678	0,2613	0,1683	0,0597	0,9275	0,4268	0,0505	0,0179	Autocurage vérifie
B523	B524	40	0,0146	0,015	0,1379	300	1,6336	0,0002	0,1154	0,1262	0,0139	0,6716	0,3300	0,2404	0,0842	1,0972	0,5391	0,0721	0,0253	Autocurage vérifie
B524	B525	40	0,0218	0,015	0,1606	300	1,6336	0,0002	0,1154	0,1892	0,0208	0,7629	0,3859	0,2931	0,1009	1,2462	0,6304	0,0879	0,0303	Autocurage vérifie

B525	B526	44	0,0298	0,032	0,1566	300	2,3860	0,0003	0,1686	0,1771	0,0190	0,7456	0,3723	0,2838	0,0970	1,7789	0,8883	0,0851	0,0291	Autocurage vérifié
B526	B527	36	0,0364	0,124	0,1309	300	4,6969	0,0004	0,3318	0,1097	0,0121	0,6482	0,3136	0,2241	0,0789	3,0443	1,4728	0,0672	0,0237	Autocurage vérifié
B527	B528	35	0,0150	0,124	0,0939	300	4,6969	0,0005	0,3318	0,0452	0,0139	0,5147	0,3300	0,1428	0,0842	2,4176	1,5501	0,0428	0,0253	Autocurage vérifié
B528	B529	32	0,0208	0,038	0,1325	300	2,6001	0,0005	0,1837	0,1134	0,0289	0,6534	0,4384	0,2279	0,1164	1,6991	1,1399	0,0684	0,0349	Autocurage vérifié
B529	B530	35	0,0272	0,124	0,1173	300	4,6969	0,0001	0,3318	0,0820	0,0021	0,6057	0,2067	0,1928	0,0332	2,8448	0,9708	0,0578	0,0100	Autocurage vérifié
B530	B531	35	0,0336	0,124	0,1270	300	4,6969	0,0007	0,3318	0,1012	0,0202	0,6358	0,3814	0,2150	0,0996	2,9863	1,7915	0,0645	0,0299	Autocurage vérifié

Tableau N° VI.21. Calcul de dimensionnement du réseau B keddar en face du lycée :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
B609	B610	36	0,0066	0,13	0,0682	300	4,8092	0,0001	0,3398	0,0193	0,0021	0,3746	0,2064	0,0976	0,0331	1,8016	0,9928	0,0293	0,0099	Autocurage vérifié
B610	B611	35	0,0129	0,13	0,0880	300	4,8092	0,0001	0,3398	0,0380	0,0041	0,4854	0,2307	0,1317	0,0459	2,3344	1,1097	0,0395	0,0138	Autocurage vérifié
B611	B612	35	0,0193	0,0785	0,1124	300	3,7371	0,0002	0,2640	0,0731	0,0080	0,5894	0,2730	0,1816	0,0644	2,2025	1,0204	0,0545	0,0193	Autocurage vérifié
B612	B613	30	0,0248	0,0785	0,1234	300	3,7371	0,0003	0,2640	0,0937	0,0102	0,6247	0,2957	0,2067	0,0728	2,3346	1,1051	0,0620	0,0218	Autocurage vérifié
B614	B615	36	0,0066	0,14	0,0673	300	4,9908	0,0001	0,3526	0,0186	0,0020	0,3692	0,2055	0,0961	0,0326	1,8427	1,0256	0,0288	0,0098	Autocurage vérifié
B615	B616	36	0,0131	0,14	0,0872	300	4,9908	0,0001	0,3526	0,0372	0,0040	0,4815	0,2297	0,1303	0,0454	2,4029	1,1461	0,0391	0,0136	Autocurage vérifié
B616	B617	36	0,0197	0,067	0,1166	300	3,4525	0,0002	0,2439	0,0806	0,0088	0,6033	0,2815	0,1911	0,0677	2,0828	0,9719	0,0573	0,0203	Autocurage vérifié
B617	B618	25	0,0242	0,67	0,0819	300	10,9179	0,0003	0,7714	0,0314	0,0034	0,4526	0,2224	0,1208	0,0417	4,9414	2,4280	0,0362	0,0125	Autocurage vérifié
B624	B625	40	0,0073	0,13	0,0709	300	4,8092	0,0001	0,3398	0,0214	0,0023	0,3904	0,2093	0,1022	0,0347	1,8777	1,0067	0,0307	0,0104	Autocurage vérifié
B625	B626	38	0,0142	0,13	0,0911	300	4,8092	0,0002	0,3398	0,0418	0,0045	0,5014	0,2355	0,1376	0,0482	2,4114	1,1326	0,0413	0,0145	Autocurage vérifié
B626	B627	47	0,0228	0,1	0,1142	300	4,2180	0,0002	0,2980	0,0763	0,0083	0,5956	0,2765	0,1858	0,0658	2,5123	1,1664	0,0557	0,0197	Autocurage vérifié

Tableau N° VI.22. Calcul de dimensionnement du réseau B prolongement du collecteur du réseau « B » vers collecteur existant du réseau « C » :

Tronçons		longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min	
B650	B651	67,5	0,2390	0,005	0,4840	600	1,4972	0,0001	0,4231	0,4609	0,0032	0,9756	0,2195	0,4770	0,0402	1,4606	0,3286	0,2862	0,0241	Autocurage vérifie
B651	B652	70	0,2517	0,003	0,5431	600	1,1597	0,0003	0,3277	0,6339	0,0083	1,0585	0,2766	0,5730	0,0658	1,2276	0,3208	0,3438	0,0395	Autocurage vérifie
B652	B653	70	0,2645	0,003	0,5532	600	1,1597	0,0004	0,3277	0,6727	0,0125	1,0686	0,3178	0,5963	0,0803	1,2393	0,3686	0,3578	0,0482	Autocurage vérifie
B653	B654	70	0,2772	0,003	0,5631	600	1,1597	0,0005	0,3277	0,7116	0,0168	1,0795	0,3546	0,6205	0,0918	1,2520	0,4113	0,3723	0,0551	Autocurage vérifie
B654	B655	70	0,2900	0,003	0,5726	600	1,1597	0,0007	0,3277	0,7505	0,0210	1,0929	0,3871	0,6454	0,1013	1,2674	0,4489	0,3872	0,0608	Autocurage vérifie
B655	B656	70	0,3027	0,003	0,5820	600	1,1597	0,0008	0,3277	0,7894	0,0252	1,1083	0,4161	0,6702	0,1097	1,2853	0,4826	0,4021	0,0658	Autocurage vérifie
B656	B657	70	0,3154	0,003	0,5910	600	1,1597	0,0010	0,3277	0,8282	0,0294	1,1232	0,4417	0,6945	0,1174	1,3026	0,5122	0,4167	0,0704	Autocurage vérifie
B657	B658	70	0,3282	0,003	0,5999	600	1,1597	0,0011	0,3277	0,8671	0,0337	1,1341	0,4645	0,7179	0,1246	1,3153	0,5387	0,4308	0,0748	Autocurage vérifie
B658	B659	70	0,3409	0,006	0,5343	600	1,6401	0,0012	0,4635	0,6406	0,0268	1,0604	0,4260	0,5770	0,1126	1,7391	0,6987	0,3462	0,0676	Autocurage vérifie
B659	B660	70	0,3537	0,006	0,5417	600	1,6401	0,0014	0,4635	0,6681	0,0298	1,0674	0,4437	0,5935	0,1180	1,7507	0,7277	0,3561	0,0708	Autocurage vérifie
B660	C97	61,45	0,3648	0,006	0,5481	600	1,6401	0,0015	0,4635	0,6922	0,0324	1,0739	0,4579	0,6084	0,1225	1,7612	0,7511	0,3650	0,0735	Autocurage vérifie

Tableau N° VI.23. Calcul de dimensionnement du réseau C prolongement du collecteur du lotissement prive :

Tronçons	longueur ml	Qt	i	D cal	D nor	Vps	Q eu (min)	Qps	Rq	Rq min	Rv	Rv min	Rh	Rh min	v	V min	H	H min		
C35'	C36'	52	0,2738	0,0045	0,5194	600	1,4203	0,0001	0,4014	0,6820	0,0026	1,0711	0,2123	0,6020	0,0363	1,5213	0,3015	0,3612	0,0218	Autocurage vérifie
C36'	C37'	50	0,2829	0,004	0,5376	600	1,3391	0,0002	0,3784	0,7475	0,0053	1,0918	0,2441	0,6434	0,0522	1,4620	0,3268	0,3861	0,0313	Autocurage vérifie
C37'	C38'	50	0,2920	0,004	0,5440	600	1,3391	0,0003	0,3784	0,7715	0,0079	1,1011	0,2728	0,6588	0,0643	1,4745	0,3653	0,3953	0,0386	Autocurage vérifie
C38'	C39'	50	0,3011	0,004	0,5503	600	1,3391	0,0004	0,3784	0,7956	0,0106	1,1108	0,2994	0,6741	0,0741	1,4875	0,4010	0,4045	0,0445	Autocurage vérifie
C39'	C40'	50	0,3102	0,004	0,5565	600	1,3391	0,0005	0,3784	0,8196	0,0132	1,1201	0,3242	0,6892	0,0824	1,5000	0,4341	0,4135	0,0494	Autocurage vérifie
C40'	C41'	50	0,3193	0,004	0,5625	600	1,3391	0,0006	0,3784	0,8436	0,0159	1,1282	0,3472	0,7039	0,0895	1,5108	0,4649	0,4223	0,0537	Autocurage vérifie
C41'	C42'	50	0,3284	0,004	0,5685	600	1,3391	0,0007	0,3784	0,8677	0,0185	1,1343	0,3686	0,7183	0,0959	1,5189	0,4935	0,4310	0,0575	Autocurage vérifie
C42'	C43'	50	0,3375	0,004	0,5743	600	1,3391	0,0008	0,3784	0,8917	0,0211	1,1379	0,3884	0,7325	0,1016	1,5237	0,5201	0,4395	0,0610	Autocurage vérifie
C43'	C44'	50	0,3466	0,004	0,5801	600	1,3391	0,0009	0,3784	0,9158	0,0235	1,1393	0,4050	0,7468	0,1065	1,5256	0,5423	0,4481	0,0639	Autocurage vérifie
C44'	C45'	50	0,3557	0,004	0,5858	600	1,3391	0,0010	0,3784	0,9398	0,0262	1,1393	0,4222	0,7618	0,1115	1,5257	0,5653	0,4571	0,0669	Autocurage vérifie
C45'	C46'	47,09	0,3642	0,004	0,5910	600	1,3391	0,0011	0,3784	0,9625	0,0288	1,1395	0,4381	0,7774	0,1163	1,5260	0,5867	0,4664	0,0698	Autocurage vérifie
C46'	C47'	50	0,3733	0,004	0,5965	800	1,3391	0,0012	0,3784	0,9865	0,0314	1,1412	0,4529	0,7965	0,1209	1,5282	0,6065	0,4779	0,0725	Autocurage vérifie
C47'	C48'	50	0,3824	0,004	0,6019	800	1,6222	0,0013	0,8150	0,4692	0,0157	0,9809	0,3459	0,4818	0,0891	1,5913	0,5612	0,3854	0,0713	Autocurage vérifie
C48'	C71	55	0,3924	0,004	0,6078	800	1,6222	0,0014	0,8150	0,4815	0,0171	0,9888	0,3571	0,4886	0,0925	1,6041	0,5793	0,3909	0,0740	Autocurage vérifie

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Donc l'addition des débits d'eaux pluviales et usées dans une conduite ; ainsi la pente du tronçon qui nous a permis de procéder un dimensionnement de tout le réseau après un calcul précis.

On remarque que d'après les tableaux de calcul hydraulique que l'on a fait et après la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec celles des diamètres des réseaux existant, que certains tronçon sont sous dimensionnés et certain sont sur dimensionnés.

Donc on peut dire que le remplacement des collecteurs projetés va résoudre les problèmes existants (Remarque : on a gardé le même tracé).

Chapitre VII :

Ouvrages annexes

Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- Le transport des eaux usées ; susceptibles de provoquer une pétrification, dans des conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

1. Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration ;
2. Des ouvrages annexes qui constituent les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage. etc.).

VII.1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

VII.1.1. Les canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre ou des ouvrages visitables. [1]

VII.1.2. Types de canalisations et joints :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

VII.1.2.1. Conduites à section circulaire :

A. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2.50 m. ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. [1]

B. Conduite en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée en béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1.5 m. la longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint type rocla ;
- Joint torique ;
- Joint à ½ emboitement ;
- Joint à coller ;
- Joint plastique. [1]

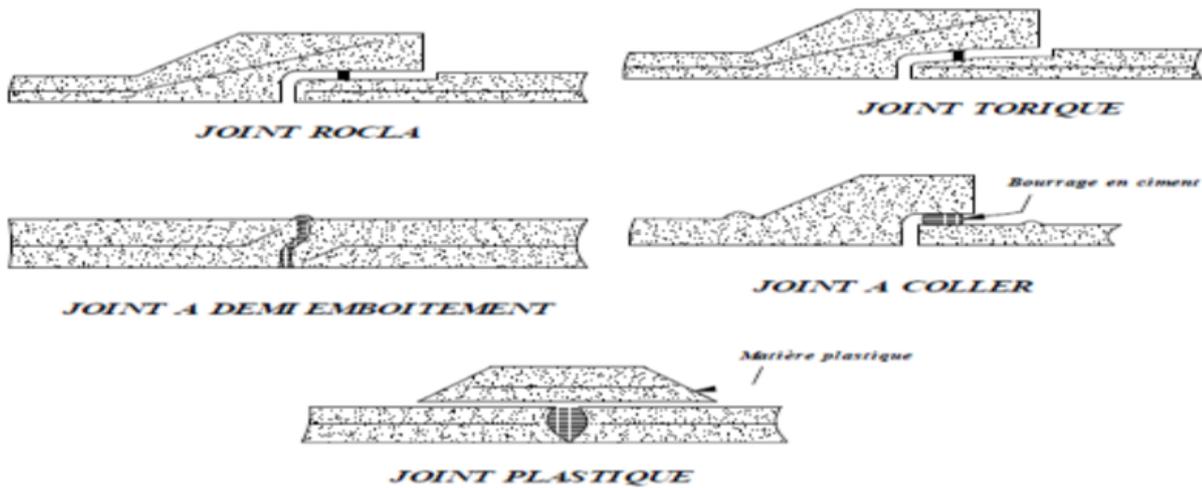


Figure N°VII.1 : joints sur tuyaux en béton

C. Conduites en amiante ciment :

Ce genre de tuyaux se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboitement ou sans emboitement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. les joints sont exclusivement du type préformé. [1]

Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboitement. On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

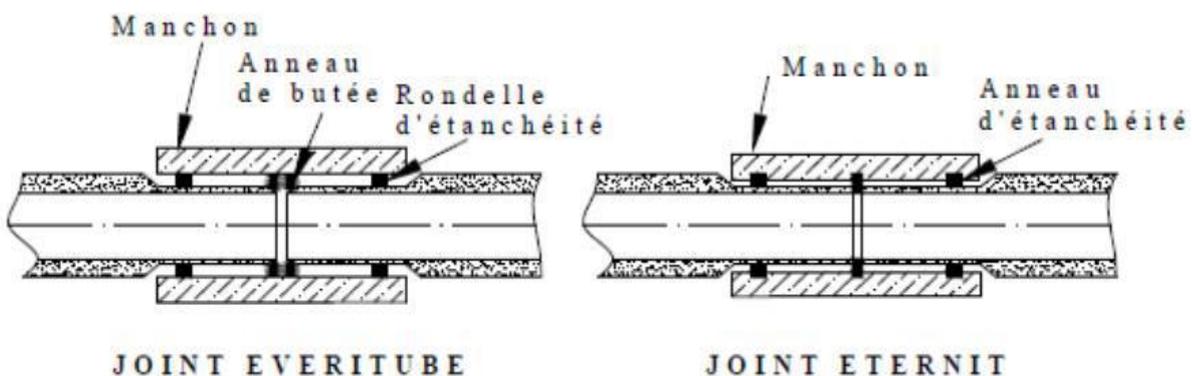


Figure N°VII.2 : joints sur tuyaux en amiante ciment.

D. Conduites en grés :

Les conduites en grés sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance aux agressions chimiques ou climatiques. Cette résistance est obtenue grâce à une cuisson à une température supérieure à 1200°C. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1m, 1.5m, et 2m.

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment ;
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment ;
- Joints à double anneaux. [1]

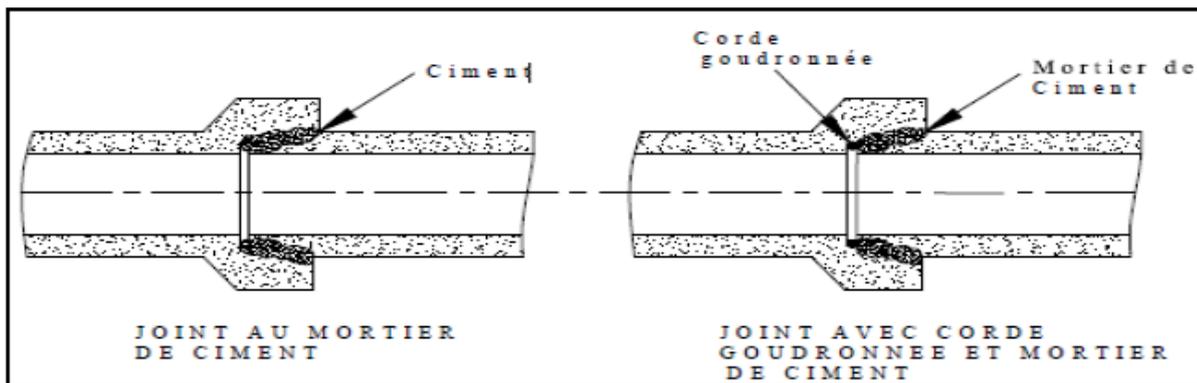


Figure N°VII.3 : joints sur tuyaux en grés

E. Conduites en chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié :

Ces tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité. [7]

F. Conduite en fonte :

La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité. Elles sont utilisées généralement au niveau des raffineries de pétrole pour évacuer les eaux usées industrielles.

VII.1.2.2. Conduites à section ovoïde :

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus 0.6 m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

Longueur utiles minimale est fixée à 1 m, la tolérance de $\pm 1\%$; les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3 mm.

La forme générale de ces tuyaux est représentée dans la **figure N°VII.4** ; leurs dimensions principales a et b étant, respectivement les suivantes :

- Type exceptionnellement visitables 100x62.5 et 130X80 ;
- Type semi visitable 150x90 ;
- Type visitable 180x180 et 200x120. [7]

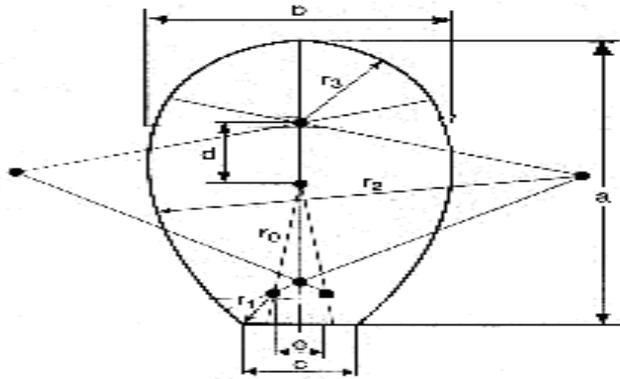


Figure N°VII.4 : coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué.

VII.1.3. Critère de choix de type de canalisation :

Pour faire le choix des différents types de conduites on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain ;
 - Des diamètres utilisés ;
 - De la nature du sol traversé ;
 - De la nature chimique des eaux usées ;
 - Des efforts extérieurs des eaux usées. [1]
- Pour notre projet, nous avons choisi des conduites en pvc et en béton armé de profil circulaire.

VII.1.5. Les essais de conduites préfabriqués :

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment les essais à l'encrassement, essais d'étanchéité et essais de corrosion.

✓ Essais d'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

✓ Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- A l'usine : la conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau ;
 - L'essai à la fumée ;
 - L'essai à l'air sous pression.

✓ Essais de corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait n lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées. [7]

VII.1.6. Les remèdes :

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Remèdes hydrauliques.
- Remèdes chimiques.

VII.1.7. Pose de canalisation :**a. Les conditions de pose :**

La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ, portée à un mètre, dans le cas de diamètre supérieur à 400 mm. Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage des charges.

Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèle dans la même tranchée, mais elles sont décalées en niveau de 30 à 40 cm.

Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

L'emplacement de la canalisation est variable suivant la chaussée et le système de réseau. Dans le cas où la largeur des rues ne dépasse pas 10 à 15 m, la canalisation est posée dans l'axe de la chaussée. Dans le cas où la chaussée est plus large, la pose de la canalisation sous chaque trottoir est à envisager. [1]

b. Les modes de pose :**- Terrain ordinaire :**

Le fond de tranchée doit être exempt de pierres et de massifs dure. L'appui de la conduite sur sa partie inférieure doit être réalisé d'une façon aussi large que possible. Le mode de pose consiste à réaliser un lit de sable sur le fond de la tranchée, dressé et damé. Les joints doivent être confectionnés avec soin et conformément aux prescriptions des fabricants de la conduite. [1]

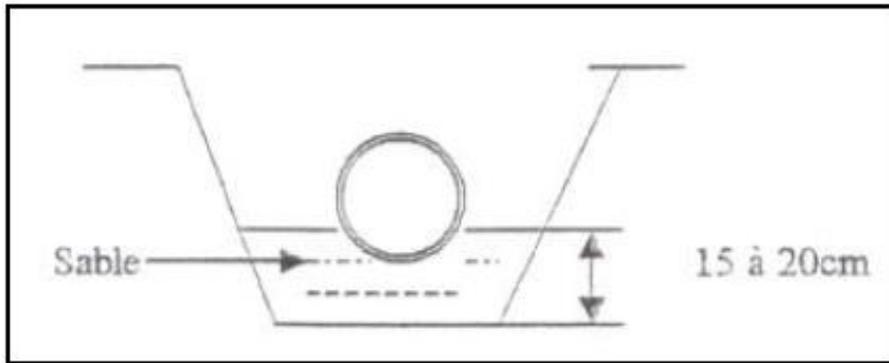


Figure N°VII.5 : pose de canalisation en terrain ordinaire.

- Terrain mauvais :

Dans les terrains peu consistants, le fond de tranchée sera consolidé (bétonnage, empierrement). Chaque conduite repose sur deux briques posées sur ce fond, le vide est ensuite rempli de sable. [1]

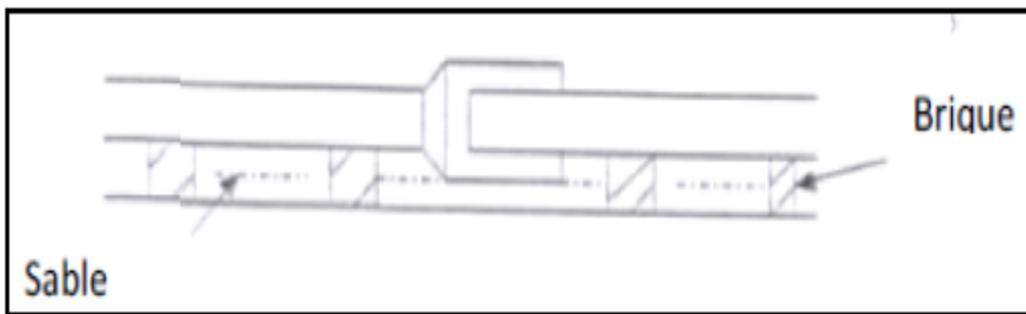


Figure N°VII.6 : pose de canalisation en terrain peu consistant.

- Terrain très mauvais :

Une dalle en béton armé peut être envisagée au fond de la tranchée. [1]

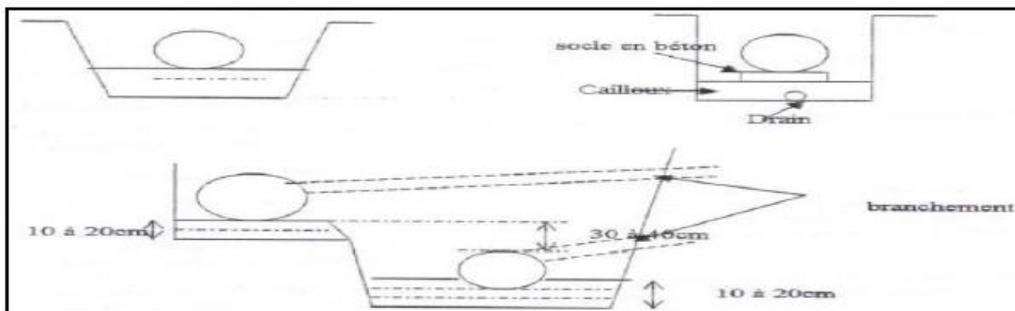


Figure N°VII.7 : pose de canalisation en terrain très mauvais.

VII.2. Les ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant des points de vue constructif qu'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux.

VII.2.1. Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau. [1]

A. Les branchements :

Ce sont des ouvrages qui doivent assurer une meilleure hygiène pour l'habitation. Ces branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisation capable de résister à la pression, résultant de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voir publique. [9]

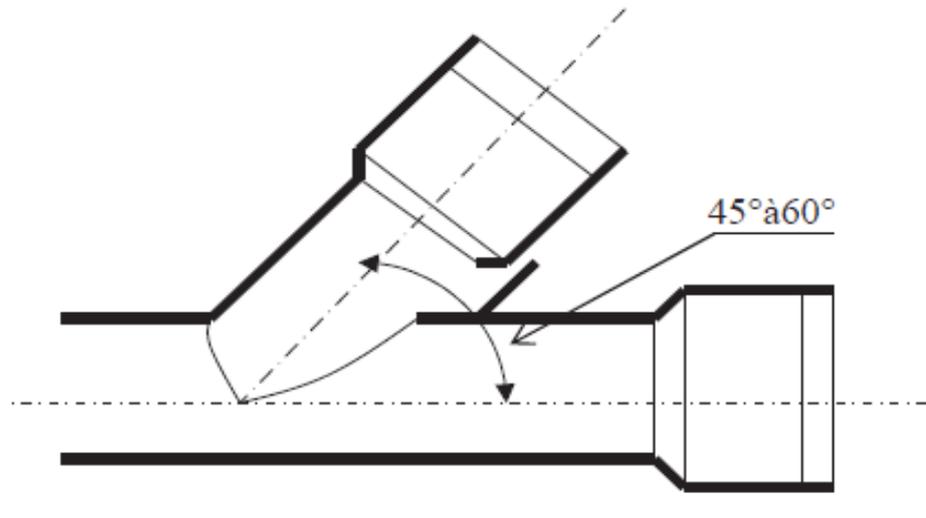


Figure N°VII.8 : branchement simple.

B. Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselantes sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout. [12]

C. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéraux et bouches à accès sur le dessus.
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation. [9]

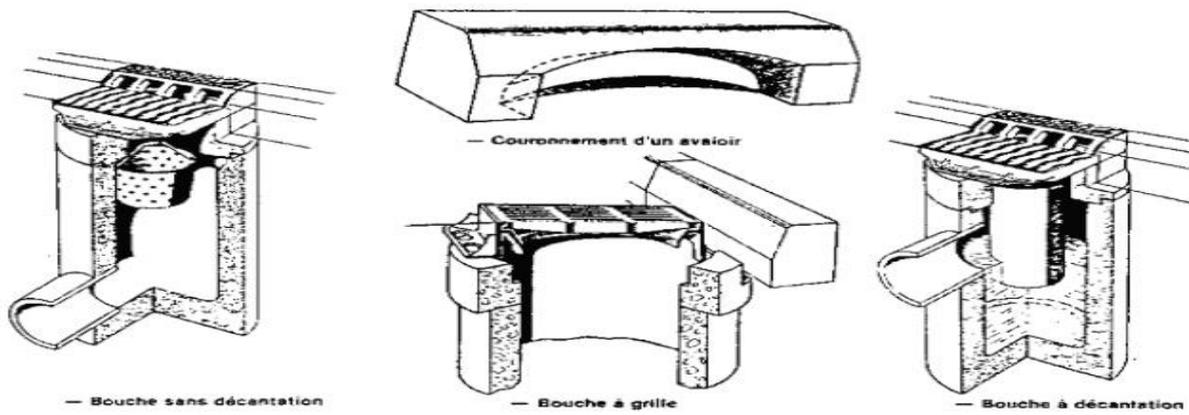


Figure N°VII.9 : type de bouche d'égout.

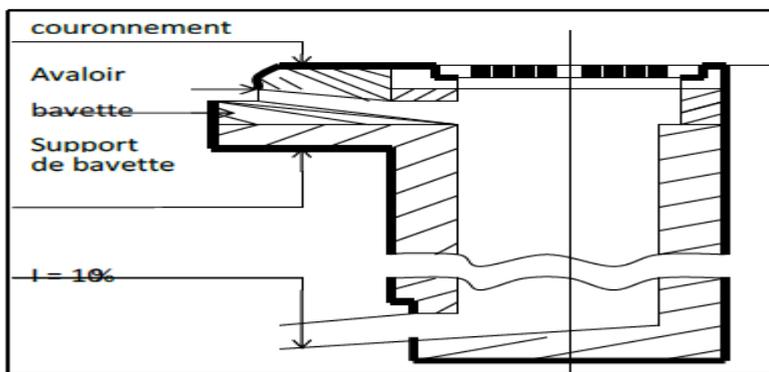


Figure N°VII.10 : exemple d'une bouche d'égout sans décantation.

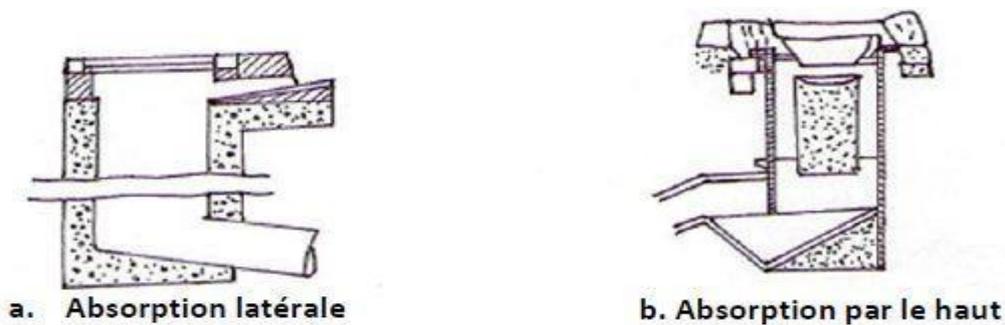


Figure N°VII.11 : type d'absorption.

D. Les regards :

Leur rôle est de permettre l'accès aux ouvrages visitables, pour le débouage, le nettoyage des canaux, et l'aération des canaux.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonction ;
- Au changement de direction ;
- Au changement de pente de canaux ;
- Aux points de chute ;
- Pour les canalisations plus petites et non praticables. [12]

Fonction :

Dans le système d'assainissement le regard a quatre fonctions principales, il permet de :

- Réaliser des coudes de 90° (au niveau de la canalisation) ;
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment ;
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement ;
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

Types de regards :

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, donc on distingue :

a) Regard de jonction :

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regards) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec. [9]

b) Regard de chute :

Il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. [1]

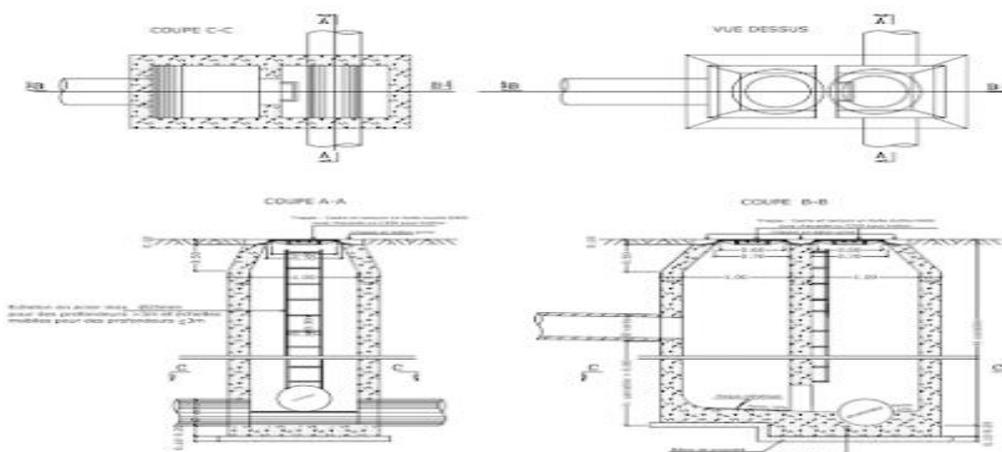


Figure N°VII.12 : regard de chute.

c) Regard de visite :

Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égale à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite. [12]

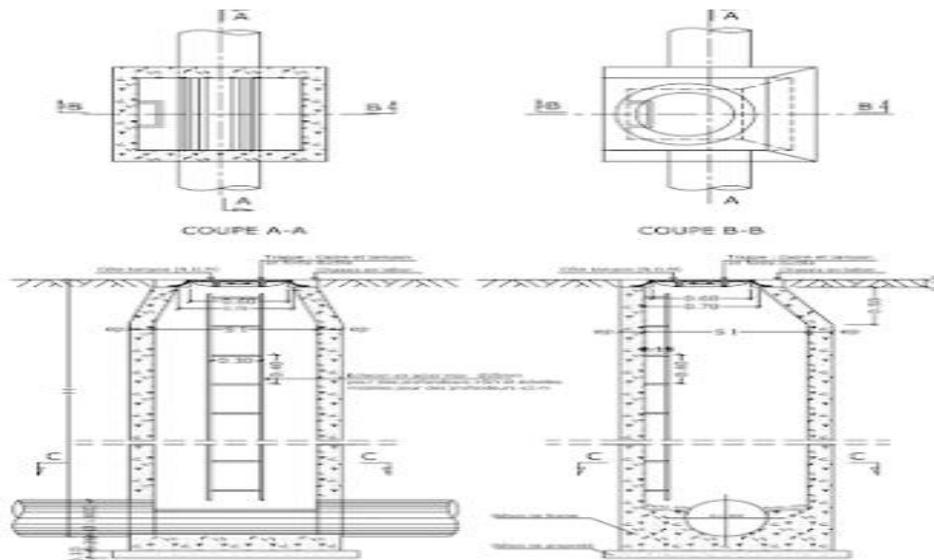


Figure N°VII.13 : regard de visite.

d) Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène. [1]

E. Les fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

F. Les siphons :

Les siphons sont des ouvrages destinés au franchissement d'obstacle, ils s'intègrent parfaitement sur le réseau des lors que des circonstances particulières s'opposent à la réalisation des conditions normales des écoulements (cours d'eau, voie ferrée ...).

VII.2.2. Ouvrages spéciaux :

VII.2.2.1. Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Quelque soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec ;
- Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval ;
- Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et les ouvrages annexes.[1]

VII.2.2.1.1. Composition des organes d'un déversoir d'orage :

Dans tous les cas de figure, le déversoir d'orage comprend :

- Un ouvrage de déviation ;
- Un canal ou collecteur de décharge conduisant l'eau déversée à un émissaire naturel (ruisseau, rivière), y compris l'ouvrage de rejet lui-même au droit de l'émissaire.

Le déversoir d'orage est raccordé :

- A l'amont : au collecteur d'arrivée amenant les eaux unitaires ;
- A l'aval : au collecteur de départ qui transporte vers la station d'épuration les eaux à épurer.
- L'ouvrage de déviation peut être constitué de tout autre organe qu'un déversoir au sens hydraulique du terme.
- Le collecteur de décharge peut être très court (cas d'égout longeant le ruisseau).
- Un ouvrage ou un système de stockage (bassin d'orage) peut être adjoint à l'ouvrage de déviation pour stocker temporairement une partie du flot (premier flot d'orage notamment). [9]

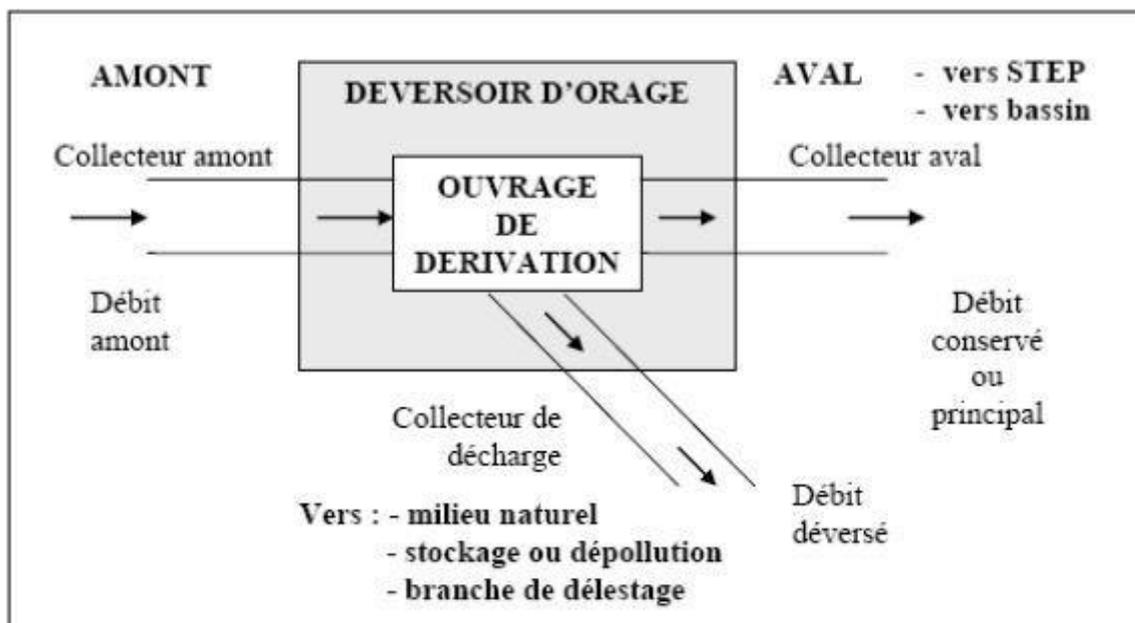


Figure N° VII.14: schéma de principe du déversoir d'orage.

VII.2.2.1.2. Positionnement :

La construction d'un déversoir d'orage résulte théoriquement d'une étude économique, en plus de considérations techniques. Il ne peut y avoir de déversoir que s'il y a un émissaire pouvant recevoir les eaux d'un collecteur de décharge, aussi bien sous l'angle débit que sous l'angle pollution. Quand c'est le cas, le nombre et la position des déversoirs résultent de comparaisons économiques.

Chaque fois que l'on met un déversoir, on crée un ouvrage couteux, mais on réduit le diamètre du collecteur aval. Il n'y a donc pas de règle générale.

Les déversoirs d'orage pourront être placés :

- Sur des collecteurs secondaires afin de limiter les débits d'apport aux collecteurs principaux ;
- A l'entrée d'ouvrages tels que les bassins d'orage, les siphons, etc... ;
- A l'entrée des stations d'épuration. [12]

VII.2.2.1.3. Les différents types des déversoirs d'orage :

Le seul élément qui caractérise réellement un déversoir d'orage est l'ouvrage de dérivation. On peut distinguer pour celui-ci :

A. Les ouvrages à seuil déversant :

➤ Déversoirs à seuil haut :

- Vitesse d'approche plus faible ;
- Tranquillisation de l'écoulement ;
- Meilleures connaissances des conditions hydrauliques ;
- Calcul aisé ;
- Système à retenir lorsque le régime dans le collecteur d'arrivée est fluvial ou si le réseau peut être admis à l'amont de l'ouvrage.
- Envoyer une plus forte fraction des flux vers la STEP notamment grâce à la reprise des dépôts amont. [6]

➤ Déversoir à seuil bas :

- Conditions d'écoulement hydraulique de l'amont à l'aval et de déversement très variées suivant la pente du radier du collecteur (ouverture latéral) ;
- Différentes configurations de la ligne d'eau au droit du déversoir d'orage : ce qui explique les différentes formules proposées par les auteurs ;
- Pollution déversée plus importante pendant la reprise des dépôts. [6]

L'orientation de déversoir d'orage par rapport au collecteur et sa forme et celle des raccordements à l'entrée et à la sortie permettant de distinguer :

➔ Les déversoirs à seuil latéral :

Le seuil peut être placé sur un seul côté de l'ouvrage (déversoir latéral simple) ou chaque côté (déversoir latéral double). [6]

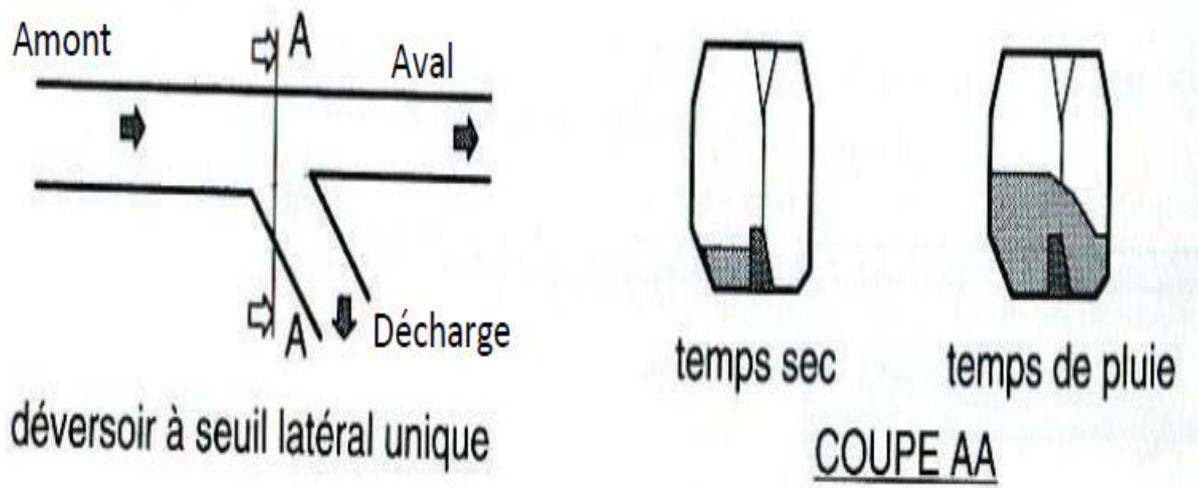


Figure N°VII.15 : exemple de déversoir à seuil latéral simple.

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

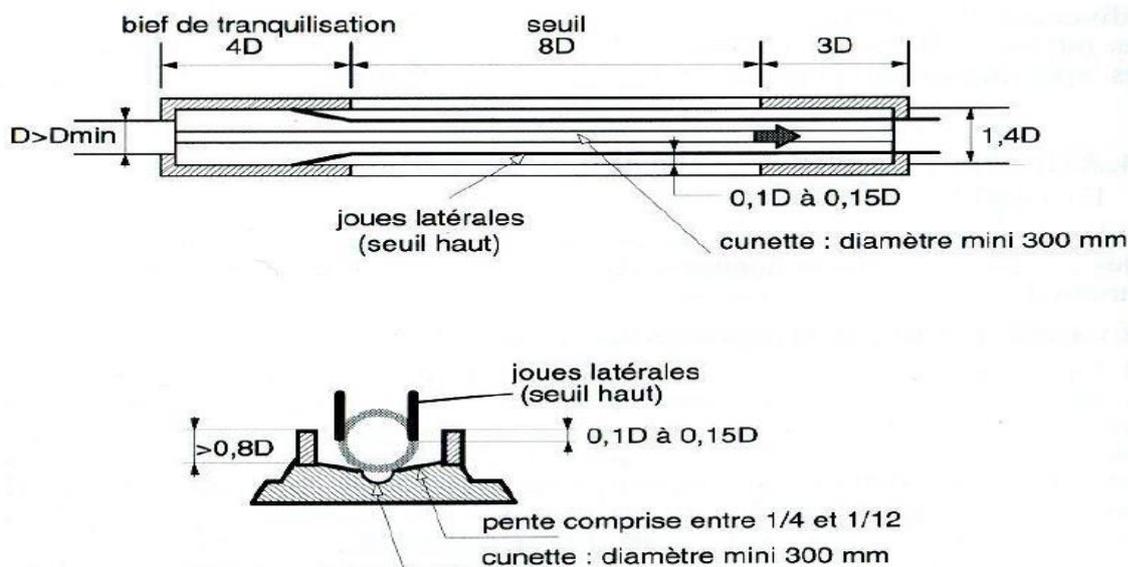


Figure N°VII.16 : exemple de déversoir latéral à seuil double.

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quant les calculs nous donnent une longueur importante du seuil déversoir. [6]

→ Déversoir à seuil frontal :

Il s'agit toujours d'un seuil haut. Le collecteur de départ peut se situer dans l'axe du collecteur d'arrivée.

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuil frontaux, on eut encore établi une sous-catégorie selon la présence on non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête. [6]

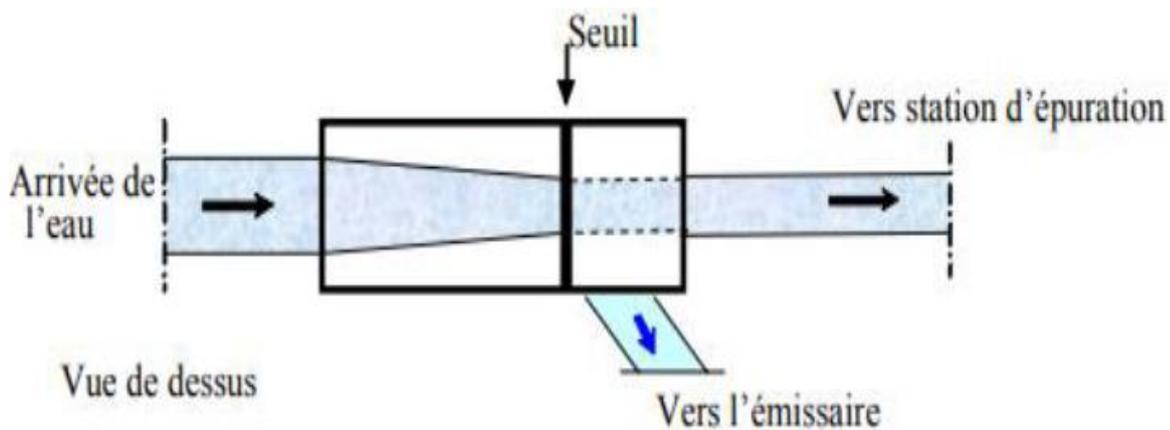


Figure N°VII.17 : déversoir à seuil frontal.

B. Ouvrages n'utilise pas le seuil :

On trouve dans cette catégorie toute une série de dispositifs, parfois appelés de régulation, qui font intervenir différents principes de fonctionnement. Mais si on se limite aux ouvrages habituellement utilisés, on trouve essentiellement : [6]

➤ Déversoir à ouverture du fond :

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire ou elliptique.

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont. [6]



Figure N°VII.18 : déversoir à ouverture de fond.

C. Déversoir By-pass :

- ✓ Ce type de déversoir est utilisé dans la gestion du réseau, on fait by-passer l'écoulement vers un autre collecteur pour exécuter les travaux de réhabilitation.
- ✓ Ce type permettant aussi d'évacuer vers le milieu naturel les points de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ;

- ✓ Assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur aval ;
- ✓ Envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau. [6]

VII.2.2.1.4. dimensionnement des déversoirs d’orage :

➤ **Dimensionnement du déversoir d’orage latérale (DO1) :**

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d’entrée : $D = 1800 \text{ mm}$
- Débits total à l’entrée : $Q_e = 5.95 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 6.14 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.081 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente moyenne : $I = 0.0027 \text{ m/m}$
- Débit de pointe allant vers une autre conduite : on propose une dilution de 3 fois $\rightarrow Q_1 = 0.243 \text{ m}^3/\text{s}$

Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d’orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \tag{VII.1}$$

T_c : temps de concertation (mm)

$t_c = 18.55 \text{ min}$

Donc

$$Z = \boxed{0.81}$$

Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.81 * 5.95$$

$$\boxed{Q_{cr} = 4.85 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Calcul du debit déversé

$$Q_{cr} = Q_1 + Q_{dév} \quad \rightarrow \quad Q_{dév} = Q_{cr} - Q_1$$

$$\Rightarrow Q_{dév} = 4.85 - 0.243 = 4.607 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\boxed{Q_{dév} = 4.607 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Détermination des hauteurs d’eau correspondant aux débits a l’amont du déversoir:

Pour calculer on utilise l’abaque de Bazin

Hauteur d’eau passer a un autre collecteur :

h_1 : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_1 vers une autre conduite.

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (d'après la formule de Bazin) (annexe N°I)

$$R_{q1} = \frac{Q_1}{Q_{ps}} = \frac{0.243}{6.14} = 0.04 \quad \text{D'après l'abaque (annexe N°I)} \rightarrow R_{h1} = 0.065$$

$$R_{h1} = \frac{h_1}{\phi} \quad \rightarrow \quad h_1 = 0.065 * 1800 = 117 \text{ mm}$$

$$R_{qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{4.85}{6.14} = 0.79 \quad \text{D'après l'abaque (annexe N°I)} \rightarrow R_{hcr} = 0.68$$

$$R_{hcr} = \frac{h_{cr}}{\phi} \quad \rightarrow \quad h_{cr} = 0.68 * 1800 = 1224 \text{ mm}$$

Déterminer h déversé:

$h_{dév}$ correspond à la hauteur d'eau déversée par le déversoir vers le milieu naturel

$$h_{dév} = h_{cr} - h_{step} = 1224 - 117 = 1107 \text{ mm}$$

$h_{dév} = 1107 \text{ mm}$

Calcul de la longueur du déversoir :

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dév} = m * L * h_{dév} \sqrt{2 * g * h_{dév}} \quad \text{(VII.2)}$$

Avec :

m : coefficient de débit en fonction de type de déversoir

- m = 0.46 : déversoir frontale
- m < 0.4 : déversoir latérale

Pour notre cas déversoir frontale m = 0.46

L : longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : accélération de la pesanteur : g = 9.81 m/s²

$h_{dév}$: la hauteur d'eau déversés par le déversoir

Donc :

$$L = \frac{Q_{dév}}{m * h_{dév}^{3/2} * \sqrt{2 * g}}$$

L = 1.94 m

➤ **Dimensionnement du déversoir d'orage latéral (DO2) :**

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : D = 1400 mm
- Débits total à l'entrée : $Q_e = 3.121 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.44 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.065 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente moyenne : $I = 0.006 \text{ m/m}$
- Débit de pointe allant vers la step : on propose une dilution de 3 fois $\rightarrow Q_{step} = 0.195 \text{ m}^3/\text{s}$

Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100}$$

T_c : temps de concertation (mm)

$t_c = 15.3 \text{ min}$

Donc $Z = 0.85$

Calcul du débit critique :

$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.85 * 3.121$

$$Q_{cr} = 2.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul du débit déversé

$Q_{cr} = Q_{step} + Q_{dév} \rightarrow Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$

$\Rightarrow Q_{dév} = 2.65 - 0.195 = 2.46 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{dév} = 2.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir:

Pour calculer on utilise l'abaque de Bazin

Hauteur d'eau passer a la station d'épuration :

H_{step} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{step} vers la station d'épuration.

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (d'après la formule de Bazin) (annexe N°1)

$$R_{qstep} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{0.195}{4.44} = 0.043 \quad \text{D'après l'abaque (annexe N°1)} \rightarrow R_{hstep} = 0.065$$

$$R_{hstep} = \frac{h_{step}}{\phi} \rightarrow h_{step} = 0.065 * 1400 = 91 \text{ mm}$$

$$h_{step} = 91 \text{ mm}$$

$$R_{qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{2.65}{4.44} = 0.6 \quad \text{D'après l'abaque (annexe N°I)} \rightarrow R_{hcr}=0.56$$

$$R_{hcr} = \frac{h_{cr}}{\phi} \quad \rightarrow \quad h_{cr} = 0.65 * 1400 = 784 \text{ mm}$$

$$\boxed{h_{cr} = 784 \text{ mm}}$$

❖ On prise $h_{step}=250$ comme minimum pour notre déversoir (91 mm étant trop petit est non réalisable)

Calcul du nouveau débit déversé :

$$H_{step} = 250 \text{ mm} \implies R_{hstep} = 0.18 \implies \text{d'après l'abaque (annexe N°I)}$$

$$\implies R_{qstep} = 0.13$$

$$\rightarrow Q_{step} = 0.13 * 4.44 = 0.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{h1} = 2.65 - 0.58 = 1.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\boxed{Q_{dév} = 1.98 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Déterminer h déversé:

$h_{dév}$ correspond à la hauteur d'eau déversée par le déversoir vers le milieu naturel

$$h_{dév} = h_{cr} - h_{step} = 784 - 250 = 530 \text{ mm}$$

Calcul de la longueur du déversoir :

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dév} = m * L * h_{dév} \sqrt{2 * g * h_{dév}}$$

Avec :

m : coefficient de débit en fonction de type de déversoir

- m = 0.46 : déversoir frontale
- m < 0.4 : déversoir latérale

Pour notre cas déversoir latérale m= 0.39

L : longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : accélération de la pesanteur : g=9.81m/s²

$h_{dév}$: la hauteur d'eau déversés par le déversoir

Donc :

$$L = \frac{Q_{dév}}{m * h_{dév}^{3/2} * \sqrt{2 * g}}$$

$$\boxed{L = 2.94 \text{ m}}$$

VII.2.2.1.5. Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :**➤ Chambre de tranquillisation et de dessablement :**

Cette chambre, située à l'amont du déversoir d'orage a pour but en réduisant la vitesse du flux d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants. [6]

➤ Les grilles et les dégrilleurs :

Leurs rôles sont de contrôler les gros solides ($d > 6\text{mm}$) aux déversoirs pour éviter leur envoi au milieu naturel, ils sont placés à l'amont des déversoirs, et caractérisées par :

- Epaisseur des barreaux des grilles : 10 à 12 mm ;
- Espacement des barreaux des grilles : 10 à 15 mm ;
- Rendement des grilles : 50 %. [9]

Dans notre projet les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

VII.2.2.2. Station d'épuration :**VII.2.2.2.1 Définition de l'épuration :**

L'épuration est une technique qui consiste à éliminer les matières indésirables que l'eau véhicule naturellement ou artificiellement en vue de son déversement dans le milieu naturel de sa réutilisation dans des fonctions diverses.

Il existe deux techniques d'épuration des eaux usées :

- L'épuration biologique (boues activées, lits bactériens, lagunage etc....).
- L'épuration physico-chimique.

VII.2.2.2.2 Principaux procédés d'épuration biologique :

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

➤ Procédés intensifs :

Le principe de ces procédés est de localisées sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- ✓ Les boues activées (faible, moyenne et fort charge).

➤ Procédés extensifs :

Les techniques dites extensives que nous allons décrire plus en détail sont des procédés qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures libres mais utilisant l'Energie solaire pour de l'oxygène par photosynthèse. Le fonctionnement de ce type d'installation sans électricité est possible, excepté

pour le lagunage aéré pour lequel un apport d’Energie est nécessaire pour alimenter les aérateurs ou les matériels d’insufflation d’air :

Deux grands types de procédés sont utilisés :

- ✓ Lagunage naturel ;
- ✓ Lagunage aéré.

VII.2.2.2.3 Comparaison entre les variantes d’épuration :

Parmi les étapes d’épuration des eaux usées urbaines, les prétraitements sont communs à toutes les stations, mais les variantes du traitement biologique et le traitement des boues varient selon la charge le type de procédé. Donc la comparaison ne se fera que sur la partie du traitement biologique.

Nous rappelons les variantes du traitement biologique :

1) Variante I : le lagunage :

→ Variante I.1. Lagunage naturel :

Tableau N°VII.1 : les avantages et inconvénients de lagunage naturel.

Avantages techniques :	Inconvénients techniques :
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Un apport d’énergie n’est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; ✓ L’exploitation reste légère, mais si le curage global n’est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; ✓ Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote ; ✓ Très bonne élimination des germes pathogènes ; ✓ Pas de construction “en dur“, le génie civil reste simple ; ✓ Bonne intégration paysagère ; ✓ Absence de nuisance sonore ; ✓ Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Forte emprise au sol ; ✓ Cout d’investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; ✓ Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s’effectue sous forme d’algues, ce qui est moins néfaste qu’une matière organique dissoute pour l’oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste fiable en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d’eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté ; ✓ Qualité du rejet variable selon les saisons.

→ Variante I.2. Lagunage aéré :

Tableau N°VII.2 : les avantages et inconvénients de lagunage aéré.

Avantages techniques :	Inconvénients techniques :
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; ✓ Effluents très concentrés ; ✓ Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ; ✓ Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ; ✓ Bonne intégration paysagère ; ✓ Boues stabilisées ; ✓ Curage des boues tous les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; ✓ Présence de matériels électroniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ; ✓ Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ; ✓ Forte consommation énergétique.

2) Variante II : les boues activées :

Tableau N°VII.3 : les avantages et inconvénients de boues activées.

Variante II.1. Aération prolongée ou faible charge :		Variante II.2. Moyenne ou forte charge :	
Le traitement des eaux est réalisé avec une charge massique suffisamment basse pour que la stabilisation des boues puisse être assurée simultanément. Ce procédé se caractérise par l'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.		Ce procédé est consacré au traitement des effluents des collectivités de grande importance. Ce système nécessite un décanteur primaire (décanteur raclé circulaire ou rectangulaire).	
Avantage :	Inconvénients :	Avantage :	Inconvénients :
Ce procédé a l'avantage de la simplicité d'exploitation. Les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescibles et pouvant être reçu sans nuisances sur lits de séchage. D'autre part le rendement d'épuration est généralement supérieur à 95%.	Ce procédé nécessite relativement de grands volumes des bassins.	Le taux d'épuration est de 90% pour la moyenne charge et de 85% dans le cas du forte charge. Par ailleurs, il y'a possibilité de réduction sensible des volumes des bassins d'aération et de décantation secondaire.	La production de grandes quantités de boues très fermentescibles d'où l'utilisation d'un digesteur de boues.

VII.2.2.2.4 Critères technico-économiques pour le choix de la variante d'épuration :

➤ **Critères techniques :**

Les critères qui conditionnent le choix de la variante d'épuration sont :

- Le rendement d'élimination des principaux polluants ;
- La fiabilité du système d'épuration.

a) Rendement d'épuration :

Tableau N°VII.4 : suivent résume les rendements d'élimination pour les principaux polluants suivants les procédés de traitement utilisés.

Traitement	MES %	DBO ₅ %	DCO %	Nt %	Pt %	Métaux %	Final
Lagunage naturel	60-75	70-95	80-90	25-40	20-30	20-60	Excellente
Lagunage aere	70-92	65-90	60-85	-	<20	20-60	Bonne
Boues activée moy et forte charge	88-96	90-93	85-88	30-40	<20	30-90	Bonne
Boues activées faible charge	88-97	93-97	88-92	30-83	<30	30-90	Très bonne

Source : mémento technique de l'eau (Degrémont).

Il s'avère que l'épuration par lagunage naturel représente un rendement épuratoire plus intéressant.

b) Fiabilité :

Le critère fiabilité d'un système d'épuration est la conséquence d'une analyse statistique effectuée sur des systèmes utilisant le même type de traitement ; ainsi il en a résulté le classement suivant :

- 1) Traitement par lagunage naturel ;
- 2) Traitement biologique à faible charge ;
- 3) Traitement par lagunage aéré, traitement biologique à moyenne charge.

➤ **Critères économiques :**

La mise en place d'un système d'épuration nécessite la prise en compte de plusieurs dépenses à réaliser, à savoir :

- ✓ L'acquisition du terrain ;
- ✓ Le coût global.

a. L'acquisition du terrain :

La consommation d'espace varie selon le type de traitement effectué.

En tenant compte de l'espace réservé à l'aménagement de la voirie et des équipements annexes, la superficie totale sera comme suit :

Variante I : lagunage :

Tableau N°VII.5 : la superficie totale pour la variante de lagunage.

Variantes de traitement	Surface (ha) horizon	Surface (ha) horizon
	2040	extension 2050
Variante I.1. Lagunage naturel	21.94	29.90
Variante I.2. Lagunage aéré	5.73	7.01

Variante II : boues activées :

Tableau N°VII.6 : la superficie totale pour la variante de boues activées.

Variantes de traitement	Surface (ha) horizon	Surface (ha) horizon
	2040	extension 2050
Variante II.1. Faible charge	4	5
Variante II.2. Moyenne charge	3	3.5
Variante II.3. Forte charge	3	3.5

b. Le coût global du système d'épuration est de :

Tableau N°VII.7 : le cout global du système d'épuration.

Système d'épuration	Coût global (DA)
Lagunage aéré	1 157 500 000,00
Lagunage naturel	1 157 750 000,00
Boues activées à faible charge	1 824 000 000,00
Boues activées à moyenne charge	1 596 000 000,00

VII.2.2.2.5 Choix de la variante d'épuration :

En se basant sur les critères techniques et économiques pour le choix d'une variante d'épuration, nous concluons ce qui suit :

Variante I.1. Lagunage naturel :

Cette variante présente le coût économique moins élevé comparativement au procédé par boues activées. Néanmoins, vu l'importante surface qu'il exige, cette technique ne peut pas être envisagée pour épurer les eaux usées du groupement yellel-El Matmar.

Variante I.1. Lagunage aéré :

Cette variante présente le coût économique le plus intéressant comparativement au procédé par boues activées. Néanmoins, vu l'importante surface qu'il exige, cette technique ne peut pas être envisagée pour épurer les eaux usées du groupement yellel-EL Matmar.

Variante II.1. Boues activées :

Cette variante présente les avantages techniques suivants :

- Une performance épuratoire très élevée ;
- Surface nécessaire bien moindre par rapport au lagunage ;
- Adaptée pour toute de collectivité sauf les très petites.

VII.2.2.2.6 Dimensionnement des ouvrages :

1. Données de base pour le dimensionnement :

Tableau N°VII.8 : récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement.

Paramètre	Unité	Horizon
		2040
Capacité	Eq.hab	64650
Dotation	l/hab/j	150
Charge hydraulique		
Journalière	m ³ /j	7758
Moyenne horaire Q _m sur 24 h	m ³ /h	323
Coefficient de pointe		1.8
Pointe horaire en temps sec Q _{ps}	m ³ /h	570
Pointe horaire en temps de pluie Q _{Pp} = 2Q _{ps}	m ³ /h	1140.32
Charge polluante		
DBO₅		
Charge spécifique	g/hab/j	54
Charge journalière	Kg/j	3491
Concentration correspondante	mg/l	450
MES		
Charge spécifique	g/hab/j	70
Charge journalière	Kg/j	4525.5
Concentration correspondante	mg/l	583
N-NK		
Charge spécifique	g/hab/j	15

Charge journalière	Kg/j	969.75
Concentration correspondante	mg/l	125
Pt		
Charge spécifique	g/hab/j	05
Charge journalière	Kg/j	323.25
Concentration correspondante	mg/l	41.67
DCO		
Charge spécifique	g/hab/j	100
Charge journalière	Kg/j	6465
Concentration correspondante	mg/l	833.33

Source : DRE Relizane

2. Norme de rejet :

Tableau N°VII.9 : illustre les normes des rejets, extraits du décret exécutif N°26 du journal officiel du 23 avril 2006, réglementant les rejets d’effluents liquides, ce sont les valeurs limites maximales des paramètres de rejet.

Paramètres	Unités	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote Kjeldahl	"	30	40
Phosphore total	"	10	15
DCO	"	120	130
DBO5	"	35	40
Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
Cyanures	"	0,1	0,15
Fluor et composés	"	15	20
Indice de phénols	"	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	"	10	15

Huiles et Graisses	"	20	30
Cadmium	"	0,2	0,25
Cuivre total	"	0,5	1
Mercure total	"	0,01	0,05
Plomb total	"	0,5	0,75
Chrome Total	"	0,5	0,75

Source : Journal officiel de la République Algérienne. N°26 du 23/04/2006.

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

3. Principe de traitement adopté :

Compte tenu de la qualité des effluents à traiter et du niveau de rejet requis, le procédé de traitement des eaux usées du groupement yellel-el Matmar.

Sera de type "boues activées à faible charge".

Dans le traitement biologique des eaux usées, on fait généralement appel aux processus aérobies par lesquels les bactéries provoquent une oxydation directe des matières organiques à partir de l'oxygène dissous dans l'eau.

Le traitement à faible charge, généralement appelé à aération prolongée, est constitué d'un bassin d'aération dans lequel les matières organiques sont dégradées par des micro-organismes dans des conditions aérobies, suivi d'un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation des eaux épurées avec les boues.

Une partie des boues produite sera recyclée depuis le clarificateur vers le bassin d'aération pour maintenir l'activité biologique.

Par ailleurs, l'excès de boues sera conduit vers la filière de traitement des boues.

La filière de traitement des eaux usées du groupement yellel-El Matmar comprend les étapes suivantes :

- a) Les prétraitements comprenant :
 - ✓ Un dégrilleur
 - ✓ Un dessableur-déshuileur
- b) Le traitement secondaire comprenant :
 - ✓ Un bassin de contact
 - ✓ Un bassin d'aération
 - Un bassin anoxie
 - Un bassin aéré

- c) Le traitement complémentaire comprenant :
 - ✓ Un bassin de chloration
- d) Le traitement des boues résiduelles comprenant :
 - ✓ Un épaisseur
 - ✓ Lit de séchage

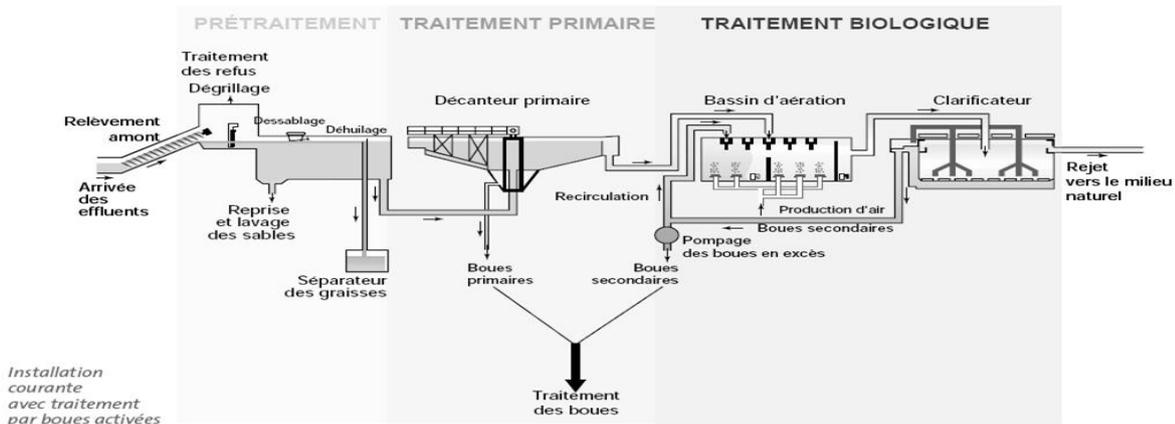


Figure N°VII.19 : les étapes de traitement dans une station d'épuration.

4. Prétraitement :

Le dimensionnement du prétraitement a été effectué pour l'horizon 2050.

4.1. Dégrillage :

Les déchets véhiculés par l'effluent sont éliminés dès leur arrivée dans la station grâce au dégrillage mécanique. Les eaux usées passent par des grilles de plus en plus fines où les matières volumineuses sont retenues. Il y a deux types de dégrillage.

Le dégrillage grossier : qui épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume est supérieur à 2 ou 3 cm.

Le dégrillage fin : constitué de grilles encore moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume supérieur à 1 Cm.

4.1.1. Grille grossière :

Les grilles mises en place sont de type mécanique droit, composé de barreaux droits ronds en inox inclinés à 60° sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe (Q_p).

Soit la surface est donnée par la relation suivante

$$S = \frac{Q_p (m^3/s)}{V * 0 * C} \tag{VII.3}$$

Avec :

Q_{max} : débit de pointe en temps de pluie (1375,65 m³/h)

V : vitesse de passage à travers les grilles : 1m/s

C : coefficient de colmatage de la grille

$$O = \frac{\text{espace libre entre barreaux}}{\text{Espace libre} + \text{épaisseur barreaux}}$$

Soit :

Espacement entre barreaux (E=50 mm)

Épaisseur des barreaux (e= 20 mm)

$$O = E / (E + e)$$

$$O = 50 / (50 + 20) = 0.71$$

$$O = 0.71$$

Pour un colmatage de C = 40%

Avec ces valeurs conseillées on obtiendra

$$S = (1375,65 / 3600) / (1 * 0.71 * 0.4)$$

$$S = 1.34 \text{ m}^2$$

S : surface de la grille (m²) = S = L * l (m²)

h_{max} : hauteur maximum d'eau dans le canal de passage d'eau = 1.00 m

Où h le tirant d'eau. On a donc la longueur mouillée L = h_{max} / sinα

On obtient alors L = 1 / sin60° = 1.15 m

La largeur l de la grille sera estimée par la relation l = S/L

$$l = 1.34 / 1.15 = 1.17 \text{ m}$$

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante :

$$\delta = \beta \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{V^2}{2G} \right) \sin \alpha \quad (\text{Formule de Kirschmer}) \quad (\text{VII.4}).$$

Avec :

s : épaisseur des barreaux : 0.02 m ;

b : espacement barreaux : 0.05 m ;

V : vitesse amont : 1 m/S ;

α : angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60° ;

β : facteur de forme : 2.42 pour une section rectangulaire ;

$$\delta = 2.42 (0.02/0.05)^{4/3} (1^2/2 \times 9.81) \sin(60) = 0.031 \text{ m}$$

$$\delta = 0.031 \text{ m}$$

4.1.2. Grille fine :

Le dimensionnement de la grille a été effectué pour l'horizon 2050.

La surface est donnée par la relation suivant :

$$S = \frac{Q_p (m^3/s)}{V * O * C}$$

Avec :

Q_{max} : débit de pointe en temps de pluie (1375,65 m³/h)

V : vitesse de passage à travers les grilles : 1m/s

C : coefficient de colmatage de la grille

$$O = \frac{\text{espace libre entre barreaux}}{\text{Espace libre} + \text{épaisseur barreaux}}$$

Soit :

Espacement entre barreaux (E=10 mm)

Épaisseur des barreaux (e= 10 mm)

$$O = E / (E + e)$$

$$O = 10 / (10 + 10) = 0.5$$

$$O = 0.5$$

Pour un colmatage de C = 40%

Avec ces valeurs conseillées on obtiendra

$$S = (1375,65 / 3600) / (1 * 0.5 * 0.4)$$

$$S = 1.91 \text{ m}^2$$

S : surface de la grille (m²) = S = L * l (m²)

h_{max} : hauteur maximum d'eau dans le canal de passage d'eau = 1.40 m

Où h le tirant d'eau. On a donc la longueur mouillée $L = h_{max} / \sin \alpha$

On obtient alors $L = 1.40 / \sin 60^\circ = 1.63 \text{ m}$

La largeur l de la grille sera estimée par la relation

$$l = S / L$$

$$l = 1.91 / 1.63 = 1.17 \text{ m}$$

Colmatage de C = 40%	
Surface (m ²)	1.91
h_{max} (m)	1.4
L (m)	1.63
l (m)	1.17
α (Angle de grilles)	60°

On adoptera deux grilles une (01) de secours chacune ayant les dimensions suivantes :

$$h_{max} = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Largeur} = 1.17 \text{ m}$$

Les pertes de charge à travers la grille :

$$\delta = 2.42 (0.01/0.01)^{4/3} (1^{2/2} \times 9.81) \sin(60) = 0.105 \text{ m}$$

$$\delta = 0.105 \text{ m}$$

Remarque :

On prévoit un dégrilleur manuel en cas de la panne de dégrilleur automatique avec un coefficient de colmatage de 30%

Grille fine:

$$S = 2.54 \text{ m}^2$$

$$l = 2.20 \text{ m}$$

Grille grossière :

$$S = 1.79 \text{ m}^2$$

$$l = 1.55 \text{ m}$$

NB :

- On applique des vitesses supérieures à 0.6 m/s (pour éviter les dépôts) et inférieures à 1 m/s (pour éviter que les déchets ne soient poussés à travers les grilles).
- Si la vitesse minimale retenue est susceptible de provoquer des dépôts dans le canal de grille on devra prévoir un passage dans ce dernier, ou tout autre moyen pour éviter leur formation.
- Il est souhaitable de prévoir un by-pass de la grille, équipé d'une grille manuelle de secours en cas de réparation de la grille principale.

4.2. Le Dessableur-déshuileur :

Soit :

- ✓ Une vitesse ascensionnelle de 15 m/h ;
- ✓ Un temps de séjour de 10 mn.

Volume du canal :

$$V = Q_{\max} \times ts$$

$$V = 1375.65 \times 10/60 = 229.28 \text{ m}^3$$

$$V = 229.28 \text{ m}^3$$

Surface:

$$S = Q_{\max} / V_{\text{asc}} \tag{VII.5}$$

$$S = 1375.65 / 15 = 91.71 \text{ m}^2$$

$$S = 91.71 \text{ m}^2$$

La hauteur :

$$H = V_{\text{asc}} \times ts \tag{VI.6}$$

$$H = 2.5 \text{ m}$$

Nous adopterons deux (02) dessableurs-déshuileurs de surface égale à 45.9 m² chacune.

L'ouvrage aura les dimensions planes suivantes :

Longueur : L = 11.73 m.

Largeur : l = 3.91 m.

Besoins en air :

L'aération nécessaire pour maintenir les matières grasses en suspension peut se faire par insufflation d'air par fines bulles. Elle est estimée à 1.5 Nm³ d'air/h/m³ d'ouvrage.

$$Q_{\text{air}} = V \cdot Q_{\text{ps}}$$

$$\text{Soit : } 1.5 \times 570 = 855 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

$$Q_{\text{air}} = 855 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

5. Traitement biologique :

L'épuration s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- L'aération ;
- Déphosphatation ;
- La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitée" ;
- Désinfection ;
- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues dans les bassins d'aération.

5.1. Bassin biologique :

Les effluents bruts après prétraitement arrivant dans une zone de contacte après l'homogénéisation des boues de clarificateur brute, le mélange transféré dans une zone d'anoxie puis dans une zone d'aérobie.

5.1.1. Bassin d'aération

Les effluents sont transportés vers le bassin d'aération divisé en deux parties : la zone anoxie (zone de contacte) et la zone aérée.

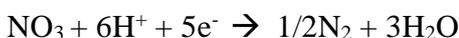
1^{ère} phase appelée nitrification :

L'azote ammoniacal est transformé en nitrates dans la zone aérée par apport d'oxygène :



2^{ème} phase appelée dénitrification :

Les boues sont renvoyées dans la zone anoxie où les bactéries utilisent l'oxygène des nitrates pour la transformation de l'azote gazeux :



Dimensionnement :**La zone anoxie :**

Le volume du bassin d'anoxie soit égal à deux fois le volume horaire de pointe par temps de pluie.

$$V = 2 * T * Q_{pp}$$

Avec :

Q_{pp} : débit de pointe horaire en temps de pluie ($Q_{pp} = 2Q_{ps}$) en m^3/h .

T : temps de passage.

Le volume du bassin anoxie pour un temps de passage égal **1 h** est de :

$$V = 2 * 1 * 1140.32 = 2280.63 m^3$$

$$V = 2280.63 m^3$$

Pour une profondeur de 4 m la surface égale

$$S = 570.16 m^2$$

On adoptera un bassin anoxie ayant les dimensions suivantes :

$$l = 16.9 m$$

$$L = 33.8 m$$

La zone aérée :**Principe :**

Les bassins d'aération sont les réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue la transformation des matières organiques par les micro-organismes aérobies. Ils constituent un élément fondamental de la filière définie sous le terme boues activées.

Dispositions constructives :

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base de la charge massique et volumique.

Pour assurer les objectifs classiques à la station d'épuration à boues activées le dimensionnement du bassin d'aération prendra généralement en compte les paramètres suivants :

- Charge massique en $Kg DBO_5/Kg MVS.j$

$$V = DBO_{entrée} / C_m \times [MVS \text{ bassin}] \quad (VII.7)$$

Avec :

C_m : la charge massique ($Kg DBO_5/Kg MVS.j$).

DBO : masse de DBO apportée par jour (Kg/j).

V : volume du bassin d'aération (m^3).

[MVS] : concentration de MVS dans le bassin d'aération (g/l).

La charge massique est inférieure ou égale à 0.1 ($kg DBO/Kg MVS.j$)

DBO apportée par jour = 3491 Kg/j

On applique une concentration en matière sèche totale de 5 g/l

Le rapport $X_{MVS}/X_{MES} = 70\%$ $\rightarrow X_{MVS} = X_a = 0.7 \times 5 = 3.5$ g/l.

$X_{MVS} = 3.5$ g/l

Avec : X_a concentration en MS dans le bassin d'aération (g/l)

$V_{BA} = DBO / C_m \times [MVS]$

Volume du bassin d'aération = $3491 / 0.1 \times 3.5 = 9975$ m³

$$V_{BA} = 9975 \text{ m}^3$$

Pour une profondeur de 4 m la surface du bassin est de 2494 m²

$$S = 2494 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins aérés ayant chacun les dimensions suivantes :

$S_u = 1247$ m²

$L = 73.8$ m

$l = 16.9$ m

Le temps de séjour pour les deux bassins :

$t_s = V / Q_m$

$t_s = 9975 / 323 = 30.88$ h

$$t_s = 30.88 \text{ h}$$

Qualité de l'effluent de sortie :

Si on propose une concentration en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération de 30 mg/l, le rendement de l'épuration sera de :

$R\% = L_0 - L_f / L_0$

$R\% = 450 - 30 / 450 = 0.93$

$$R\% = 93\%$$

Besoin en oxygène :

$$Q_{O_2} = Q_{O_2 MO} + Q_{O_2 Nit} + Q_{O_2 endog} - AO_{dénit} \tag{VII.8}$$

$$Q_{O_2} = a L_a + 4.2 N_{nit} + b'X_t - 2.85 N_{dénit}$$

Avec :

Q_{O_2} : Besoin en oxygène (Kg /j)

$Q_{O_2 MO}$: Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique ;

$Q_{O_2 Nit}$: Quantité d'oxygène nécessaire à la nitrification, égale à $4.2 N_{nit}$;

N_{nit} : Masse journalière d'azote ammoniacal nitrifiée ;

$N_{dénit}$: Masse journalière d'azote nitrique dénitrifiée ;

$AO_{dénit}$: L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification, égale à $2.85 N_{dénit}$;

$Q_{O_2\ endog}$: Quantité d'oxygène nécessaire à la respiration endogène, égale à $b' X_t$;

α : coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO₅ donné en kg O₂ / Kg

MVS : 0.65 ;

b' : coefficient d'endogenèses (kg O₂ / Kg MVS) : 0.065 ;

L_0 : quantité de DBO₅ à l'entrée par jour : 3491 Kg DBO₅/j ;

L_f : quantité de DBO₅ à la sortie par jour : 232.94 Kg DBO₅/j ;

L_e : quantité de DBO₅ éliminée par jour : 3258.2 Kg DBO₅/j ;

X_t : quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération par jour $X_t = X_a * V_{ba}$;

Charge DBO éliminée :

$$L_e = L_0 - L_f$$

$$L_e = 3491 - 232.94 = \mathbf{3258.06\ kg\ DBO_5/j}$$

$$L_e = \mathbf{3258.06\ kg\ DBO_5/j}$$

Masse d'azote nitrifié :

$$N_{nit} = NK_{entrée} - N_{opr} - N_{ass} - N-NH_4\ rejet - N_{Osr} \tag{VII.9}$$

$NK_{entrée}$: la masse d'azote Kjeldahl apportée par l'eau brute

N_{opr} : la masse d'azote organique particulière réfractaire, égale à 2% $NK_{entrée}$

N_{ass} : la masse d'azote assimilée essentiellement par les bactéries, égale à 0.05 $DBO_5\ éliminée$

N_{Osr} : la masse d'azote organique soluble réfractaire, égale à 2% $NK_{entrée}$

$N-NH_4\ rejet$: la masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée à 1mg/l x volume journalier

$$N_{nit} = 969.75 - 19.395 - 162.918 - 7.758 - 19.395 = 760.240\ Kg/j$$

$$N_{nit} = \mathbf{760.240\ Kg/j}$$

Masse d'azote dénitrifié :

$$N_{dénit} = N_{nit} - N-NO_3\ rejet$$

$$N_{dénit} = 760.240 - 38.79 = 721.49\ Kg/j$$

$$N_{dénit} = \mathbf{721.49\ Kg/j}$$

Avec :

$N-NO_3$: masse journalière d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, égale à 5 mg/l x volume journalier

D'où :

$$Q_{O_2} = (0.65 \times 3258.06) + (4.2 \times 760.240) + (0.065 \times 3.5 \times 9975) - (2.85 \times 721.49)$$

$$Q_{O_2} = \mathbf{5523.81\ Kg\ O_2/j}$$

Oxygène en pointe nécessaire / heure :

La quantité journalière d’oxygène doit être fournie en 14 Heure par jours l’apport horaire d’oxygène est de :

$$Q_{O_2 \text{ eff}} = Q_{O_2} / 14$$

$$Q_{O_2 \text{ eff}} = 5523.81 / 14 = 394.56 \text{ Kg } O_2 / \text{ h.}$$

$$Q_{O_2 \text{ eff}} = 394.56 \text{ Kg } O_2 / \text{ h.}$$

- **Apport horaire en oxygène en eau claire dans les condition standard (AH)**

L’apport horaire en oxygène en eau claire dans les conditions standard est obtenu en divisant l’apport horaire d’oxygène ($Q_{O_2 \text{ eff}}$) par un facteur correctif global (FCG) différent selon le système d’aération installé.

AH selon le système d’aération installé :

Tableau N°VII.10 : Apport horaire en oxygène .

Système d’aération	AH (Kg O ₂ /h)
Aérateur de surface (FCG = 0.7)	AH _s = 563.38
Insufflation d’air en fines bulles (FCG = 0.5)	AH _{in} = 789.15

Source : traitement de l’azote dans les stations d’épuration biologique des petites collectivités.

Par exemple :

Les aérateurs des eaux usées dans le cas d’insufflation d’air en fines bulles ne fournissent que 50% de leur capacité

$$AH_s = Q_{O_2 \text{ eff}} / 0.5$$

$$AH_s = 394.56 / 0.5 = 789.15 \text{ Kg } O_2 / \text{ h}$$

$$AH_s = 789.15 \text{ Kg } O_2 / \text{ h}$$

✓ **Puissance d’aération à installer (cas des aérateurs de surface)**

En tablant sur un apport spécifique brut (ASB) en eau claire de 1.67 Kg O₂ / Kwh la puissance à installer sera de :

$$P_m = AH_s / ASB$$

$$P_m = 563.38 / 1.65 ; \text{ soit une valeur égale à}$$

$$P_m = 341.44 \text{ Kw}$$

✓ **Puissance d’aération à installer (cas des systèmes insufflation d’air)**

On sait que l’apport spécifique pour des diffuseurs à fines bulles (ASD) varie entre 1.5 et 2 Kg O₂ /Kwh on retient la valeur de **1.7 Kg O₂ / Kwh.**

La puissance minimale à installer sera de :

$$P_m = AH_m/ASD$$

$P_m = 789.15/1.7$; soit une valeur égale à

$$P_m = 464.21 \text{ kw}$$

A cette condition d'oxygénation s'ajoute la condition de brassage, les puissances des agitateurs varient, en insufflation par fines bulles, entre 12 et 15 W/m³ de bassin, soit dans notre cas :

$$P_B = 0.015 \times V_{BA}$$

$$P_B = 0.015 \times 9975 = 149.62 \text{ Kw.}$$

$$P_B = 149.62 \text{ Kw}$$

La puissance totale (cas des aérateurs de surface) est de 491.2 Kw.

La puissance totale (cas des systèmes insufflation d'air) est de 614 Kw.

Pour les deux bassins d'aération on prend huit (08) aérateurs de 75 Kw

On adoptera donc deux (02) bassins d'aération, chacun est équipé de quatre (04) aérateurs de 75 Kw.

5.2.Déphosphatation :

La technique de déphosphatation retenue est une précipitation à l'aide de sel de fer

- **Base de dimensionnement :**

L'hypothèse de base du calcul est de 5 g de Pt/hab/Jour, soit un flux de 323.25 Kg Pt/jour reçus à l'entrée de la station.

Dans notre cas, le phosphore sera éliminé par précipitation physico-chimique simultanée en amont de l'aération (injection de sels de fer au niveau du partiteur proportionnel de débits).

Pour atteindre les 80% d'élimination du phosphore total.

- **Rendement de la déphosphatation**

Il est déterminé par les valeurs suivantes :

- Phosphore total en entrée : 323.25 Kg Pt/jour
- Phosphore admis en sortie : 64.65 Kg Pt/jour
- Phosphore éliminé avec les matières volatiles des boues biologiques : $2\% \times 0.7 \times 2608.8 = 36.52 \text{ Kg /jour}$

Avec :

2% = pourcentage du phosphore présent dans les matières volatiles ;

2608.8 = production des boues en Kg MS/jour ;

0.7 = fraction des matières volatiles ;

- Phosphore à précipiter : 222.08 Kg /Jour ;

- Rendement de la déphosphatation :

$$R_p = (P_{t \text{ préci}} / P_{t \text{ entrée}}) \times 100$$

$$(222.08 / 323.25) \times 100 = 68.70\%$$

$$R_p = 68.70\%$$

- Rapport molaire retenue pour atteindre 80% Fe/P ($R_{a \text{ Mol } 80\%} = 1.2$). En effet, le rendement de l'élimination varie de 56 à 92 % en fonction du rapport molaire appliqué (0.5-2.5).

• **Produit nécessaire à la réaction**

Le réactif retenu est le chlorosulfate ferrique, connu sous la dénomination commerciale de clairtan dont la composition est la suivante :

- Fe^{3+} : environ 200 g/l ou 13%
- SO_4^{2-} : environ 360 g/l ou 23.4%
- Cl^- : environ 120 g/l ou 7.8%

Quantité de Fe nécessaire pour P entrant :

$$q_{Fe} = R_{a \text{ Mol } 80\%} \times P_{t \text{ entrée}} \times M_{Fe} / M_p$$

$$q_{Fe} = 1.2 \times 323.25 \times 56 / 31 = 700.7 \text{ Kg / jour.}$$

$$q_{Fe} = 700.7 \text{ Kg / jour}$$

• **Production de boues supplémentaires**

Elle est détaillée ainsi :

- Phosphore éliminé à 69.4% qui forme du $FePO_4$:

$$\text{Masse molaire de } FePO_4 = 151 \text{ g/mol}$$

$$FePO_4 = P_{t \text{ préci}} \times M_{FePO_4} / M_p$$

$$FePO_4 = 222.08 \times 151 / 31 = 1081.73 \text{ Kg/j}$$

$$q_{FePO_4} = 1081.73 \text{ Kg/j}$$

- Fe utilisé dans $FePO_4$:

$$Fe = P_{t \text{ préci}} \times M_{Fe} / M_p$$

$$Fe = 222.02 \times 56 / 31 = 401.17 \text{ Kg/j}$$

$$q_{Fe \text{ util}} = 401.17 \text{ Kg/j}$$

- Fe restant qui va se combiner en $Fe(OH)_3$:

(Poids moléculaire 107 g)

$$Fe_{\text{rest}} = q_{Fe} - q_{Fe \text{ util}}$$

$$Fe_{\text{rest}} = 700.7 - 401.17 = 299.55 \text{ Kg/j}$$

$$q_{Fe \text{ rest}} = 299.55 \text{ Kg/j}$$

- Fe(OH)_3 former :

$$q \text{ Fe(OH)}_3 \text{ forme} = q \text{ Fe}_{\text{rest}} \times M_{\text{Fe(OH)}_3} / M_{\text{Fe}}$$

$$q \text{ Fe(OH)}_3 \text{ forme} = 299.55 \times 107 / 56 = 572.36 \text{ Kg/j}$$

$$q \text{ Fe(OH)}_3 \text{ forme} = \mathbf{572.36 \text{ Kg/j}}$$

Dont 25% partent l'effluent, soit 143.09 kg/j qui formant des boues

Les quantités totales des boues produites sont les suivantes :

$$\text{FePO}_4 = 1081.73 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Fe(OH)}_3 = 429.27 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X1 = \mathbf{1511 \text{ Kg/j}}$$

NB :

La ration DCO/P donne des indications sur la potentialité et la faisabilité d'une déphosphatation biologique (DCO/P >40 à 45 : favorable).

La valeur moyenne se situe sous les valeurs usuelles et indique la nécessité d'une déphosphatation physico-chimique (9 mg/l).

5.3. Clarificateur :

Nous adopterons une vitesse ascensionnelle de 1 m/h au débit de pointe Q_{pp}

La surface du décanteur est de :

$$S = Q_{pp} / V_{asc} \quad (\text{VII.10})$$

$$S = 1140.32/1 = 1140.32 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S = 1140.32 \text{ m}^2}$$

L'efficacité de la décantation est liée non seulement à la charge hydraulique, mais aussi au temps de séjour.

Pour que le clarificateur soit performant, il faut au minimum 2 m de hauteur.

Donc on prend une profondeur de 4 m, le volume du décanteur sera de 4561.28 m³

$$\mathbf{V = 4561.28 \text{ m}^3}$$

Le temps de séjour sera de

$$t_s = v/Q_{pp} \quad (\text{VII.11})$$

$$t_s = 4561.28 / 1140.32 = 4\text{h}$$

$$\mathbf{t_s = 4\text{h}}$$

Nous adopterons deux (02) clarificateurs de volume unitaire

$$\mathbf{V_u = 2280.64 \text{ m}^3}$$

et de surface unitaire de

$$\mathbf{S_u = 570.16 \text{ m}^2.}$$

Le diamètre unitaire est de :

$$D_u = \sqrt{\frac{4xSu}{\pi}} = \sqrt{\frac{4x570.16}{\pi}} = 26.95 \text{ m}$$

Du = 26.95 m

La partie conique est dimensionnée comme suit :

Hauteur du cône :

$$h = \text{tg } \beta \times (D-d)/2 \tag{VII.12}$$

$$h = \text{tg } 5 \times (26.95-2.695)/2 = 1.06 \text{ m}$$

h = 1.06 m

Avec :

$$D = D/10 = 26.95 /10 = 2.695 \text{ m}$$

$$B = 5^\circ$$

Volume du cône :

$$V = \pi h (D^2 + d^2 + Dd) /12 \tag{VII.13}$$

V = 223.86 m³

Le volume unitaire du clarificateur sera de : 2504.47 m³

V_t = 2504.47 m³
--

Production des boues :

Détermination des boues produites ΔX₂ :

$$\Delta X_2 = a_m L_e - b X_t + f X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}} \tag{VII.14}$$

Avec :

a_m : coefficient de rendement cellulaire (kg MVS / kg DBO₅)= 0.655 ;

L_e : DBO₅ éliminé = 3258 kg DBO₅/j ;

b : Coefficient de respiration endogène = 0.065 ;

X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération = X_a V_{ba} ;

f : Facteur de la quantité organique non biodégradable ;

X_d : Fraction organique non biodégradable = 0.3 x 0.7 MES ;

X_{min} : Fraction minérale dans les MES = 0.3 MES ;

X_{eff} : Quantité de MES qui sort avec l'effluent = 30 mg/l .

En aération prolongée la quantité a_m L_e - b X_t peut être approché à 25% a_m L_e

D'où :

$$\Delta X_2 = 0.25 a_m L_e + f X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}}$$

$$0.25 a_m L_e = 0.25 \times 0.655 \times 3258 = 533.6 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$f X_d = 0.3 \times 0.7 \times 4524.5 = 950.35 \text{ kg/j}$$

$$X_{\min} = 0.3 \times 4525.6 = 1357.65 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \times 10^{-3} \times 7758 = 232.74 \text{ kg/j}$$

D'où :

$$\Delta X_2 = 2608.8 \text{ kg/j}$$

Donc la production totale égal à :

$$\Delta X_t = \Delta X_1 + \Delta X_2$$

$$\Delta X_t = 1511 + 2680.8 = 4119.82 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X_t = 4119.82 \text{ kg/j}$$

NB

ΔX_1 : boue produite par déphosphatation.

Purge :

D'après la note de calcul du traitement biologique, nous avons une production totale de boues de 4119.82 kg/j.

La concentration au fond prise après 2 heures d'épaississement (arrêt nocturne de 4 heures de l'alimentation) étant de 12 g/l en MES totales, nous obtenons un volume d'excès de boues par jour de :

$$Q_w = \Delta X_t / 12$$

$$Q_w = 4119.82 / 12 = 343.32 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_w = 343.32 \text{ m}^3/\text{j}$$

Age de boues :

Celui-ci est considéré comme l'un des facteurs fondamentaux pour le calcul, le contrôle et le fonctionnement des boues activées, il est égal à la quantité de MVS contenu dans l'aérateur sur la quantité de boues activées produites par jour.

$$\theta = X_a V_a / \Delta X \tag{VII.15}$$

$$\theta = 3.5 \times 9975 / 4119.82 = 8.5 \text{ j}$$

$$\theta = 8.5 \text{ j}$$

On aura donc un âge de boues de :

$$\theta = 9 \text{ j}$$

Recirculation des boues :

Le taux de recirculation est obtenu par la formule suivante :

$$r = \frac{\left[\frac{V}{Q\theta} - 1 \right]}{\left[1 - \frac{X_r}{X_t} \right]} \tag{VII.16}$$

Avec :

V : volume de réacteur (m³) = 9975 m³

Q : débit journalier arrivant à la STEP (m^3/j) = 7758 m^3/j

θ : Age des boues (j) = 9j

Xr : Concentration en MES dans le réacteur = 3.5 kg/m^3

Xt : Concentration en MES dans le clarificateur = 12 kg/m^3

D'où :

$$r = \frac{\left[\frac{9975}{7758 \times 9} - 1 \right]}{\left[1 - \frac{12}{3.5} \right]} = 0.35$$

$$r = 35 \%$$

Débit de recirculation des boues :

$$Q_r = r \times Q_j \tag{VII.17}$$

$$Q_r = 1.714 \times 7758 = 13299.43 \text{ m}^3/j$$

$$Q_r = 554.14 \text{ m}^3/h$$

6. La désinfection :

Le bassin de désinfection est de type longitudinal muni de chicanes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Volume :

$$V = Q_{\max} \times t_s \tag{VII.18}$$

Avec :

Temps de contact : 20 mn

$$V = 1140.32 \times 20 / 60 = 380.10 \text{ m}^3$$

$$V = 380.10 \text{ m}^3$$

Hauteur d'eau dans le bassin : 1 m

Nombre du bassin : 01

Surface unitaire du bassin : 229.3 m^2

Longueur du bassin : 33.76 m

Largeur du bassin : 11.25 m

Distance entre chicanes : 1 m

Calcul de la dose de chlore à injecter :

La quantité de chlore à ajouter après l'épuration par boue activée à aération prolongée varie de 5 à 10 mg/l qui permet de laisser une teneur résiduelle de 0.1 mg/l.

Dose de chlore journalière nécessaire :

$$D_j = Q_j \times D_{cl} \text{ (kg/j)} \quad (\text{VII.19})$$

Avec :

D_j : Dose de chlore journalière nécessaire ;

Q_j : Débit journalier ;

D_{cl} : Dose de chlore unitaire (8 mg/l).

$$D_j = 7758 \times 8 \times 10^{-3} = 62.06 \text{ kg/j ;}$$

$$\boxed{D_j = 62.06 \text{ kg/j}}$$

En utilisant l'hypochlorite de soude (eau de javel) à 47° chlorométrie :

1° chlorométrie \rightarrow 3.17 g de cl_2/l

47° chlorométrie \rightarrow X

$$X = 47^\circ \times 3.17 = 149 \text{ g de } cl_2/l.$$

$$\boxed{X = 149 \text{ g de } cl_2/l}$$

Quantité de l'eau de javel nécessaire par jour

$$q_j = D_j / X \quad (\text{VII.20})$$

$$q_j = 62.06 \times 1000 / 149 = 416.51 \text{ l/j}$$

$$\boxed{q_j = 416.51 \text{ l/j}}$$

La quantité d'eau de javel pour une année

$$q_{j \text{ an}} = q_j \times 365$$

$$q_{j \text{ an}} = 416.51 \times 365 = 152026.15 \text{ l/an}$$

$$\mathbf{q_{j \text{ an}} = 152026.15 \text{ l/an}}$$

La quantité d'eau de javel pour un mois

$$q_{j \text{ m}} = 152026.15 / 12 = 12668.84 \text{ l/mois}$$

$$\mathbf{q_{j \text{ m}} = 12668.84 \text{ l/mois}}$$

7. Traitement des boues :**7.1. Épaississement :**

La surface de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$S = \Delta X / C_s \quad (\text{VII.21})$$

La charge spécifique C_s est comprise entre 25 et 40 kg.MS/m².j

Pour $C_s = 30 \text{ kg.MS/m}^2.j$ on a $S_1 = 4119.82 / 30 = 137.33 \text{ m}^2$

et pour $C_s = 25 \text{ kg.MS/m}^2.j$ on a $S_2 = 4119.82 / 25 = 164.79 \text{ m}^2$

On prend alors une surface égale à 164.79 m² (l'épaisseur)

Nous adopterons un (1) épaisseur de surface unitaire = 164.79 m²

$$\boxed{S_U = 164.79 \text{ m}^2}$$

Calcul du diamètre :

$$D_u = \sqrt{4 \times S / \pi} = \sqrt{4 \times 164.79 / \pi} = 14.5 \text{ m}$$

$$D_u = 14.5 \text{ m}$$

Pour une hauteur de 3 m, le volume de l'épaisseur sera de :

$$V_u = 494.38 \text{ m}^3$$

L'épaisseur est cylindro-conique raclé, avec une pente de 20°.

Hauteur du cône :

$$h = \text{tg } \beta \times (D-d) / 2 \quad (\text{VII.22})$$

$$h = \text{tg } 20 \times (14.5 - 1.45) / 2 = 2.4 \text{ m}$$

$$h = 2.4 \text{ m}$$

Avec :

$$D = D_u / 10 = 14.5 / 10 = 1.45 \text{ m}$$

$$B = 20^\circ$$

Volume du cône :

$$V = \pi h (D^2 + d^2 + Dd) / 12 \quad (\text{VII.23})$$

$$V = 144.69 \text{ m}^3$$

Le volume total de l'épaisseur :

$$V_t = 639.07 \text{ m}^3$$

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m³, on prendra la valeur 30 kg/m³.

La quantité de boues à extraire sera de :

$$Q_{Be} = \Delta X / 30$$

$$Q_{Be} = 4119.82 / 30 = 137.32 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{Be} = 137.32 \text{ m}^3/\text{j}$$

7.2. Lits de séchage :

La déshydratation des boues peut être naturelle ou mécanique.

Dans notre cas, vu la nature stable des boues résultantes du traitement biologique, nous adopterons une déshydratation naturelle sur lits de séchage.

La déshydratation sur lits de séchage s'effectue dans un premier temps par filtration gravitaire et de drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%, ce phénomène cède ensuite la place à la dessiccation qui s'effectue par évaporation de l'eau en surface.

Les lits de séchage sont en général constitués de deux couches, l'une de sable se trouvant en dessus et l'autre en gravier située en dessous.

Le dimensionnement des lits de séchage s'effectue généralement sur la base de trois critères :

- Nombre de remplissage par an d'un lit ;
- Capacité de séchage en (kg MES / m² an) ;
- Nombre d'équivalents habitants servis par an et par m².

Surface des lits de séchage :

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois / an (une rotation par mois).

Pour un fonctionnement de 7 jours / 7 et en considérant une hauteur de boues de 0.7 m, la surface totale est égale à :

$$S_t = Q_{Be} \times 365 / 12 \times H_b$$

$$S_t = 137.32 \times 365 / 12 \times 0.7 = 5967.2 \text{ m}^2$$

$$S_t = 5967.2 \text{ m}^2$$

En utilisant 10 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à :

$$S_U = S_t / 10$$

$$S_U = 5967.2 / 10 = 596.72 \text{ m}^2$$

$$S_U = 596.72 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes :

$$L = 42.31 \text{ m}$$

$$l = 14.1 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m.}$$

7.3. Déshydratation mécanique :

C'est une technique de plus en plus utilisée qui permet une mécanisation poussée des opérations successives. Elle met en œuvre essentiellement le filtre presse qui est constitué par un grand nombre d'éléments filtrants en forme de plaque juxtaposées, recouverts par une toile filtrante métallique en acier ou en tissu synthétique.

Nous retiendrons une solution filtre à bandes.

Le dimensionnement a été effectué pour l'horizon 2040.

Siccité des boues à déshydrater : 3%

La quantité de boues extraites de l'épaississeur vers la déshydratation : 137.32 m³/j.

Siccité après déshydratation : 15% à 18%.

Quantité de boue à traiter par jour : 4119.82 kg/j.

Durée de fonctionnement retenue : 8 h/j.

Quantité de boue à traiter par heure = 4119.82 / 8 = 514.98 kg/h.

La quantité de boues extraites de déshydratation est égale à :

$$Q_b = \Delta X_t / (1000 * 18\%).$$

$$Q_b = 4119.82 / 180 = 22.9 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$Q_b = 22.9 \text{ m}^3/\text{j}.$$

La capacité de filtration est de 150 kg MS/h/m

Largeur de la bande : $514.98 / 150 = 3.43 \text{ m}$.

$$L = 3.43 \text{ m}$$

Nous préconisons l'utilisation de trois (03) filtres à bandes d'une largeur de 1.5 m flocculant nécessaires à raison de 5 kg/tonne de MS à tarifer :

$$MS = (\Delta X_t / 1000) \times 5$$

$$MS = (4119.82 / 1000) \times 5 = 20.6 \text{ kg}.$$

$$MS = 20.6 \text{ kg}.$$

Remarque :

La surface à mètre en œuvre pour les lits de séchage est extrêmement importante, une exploitation non mécanisée d'une telle surface nécessite un nombre important d'ouvriers, nous préconisons donc une déshydratation mécanique avec deux lits de séchage en secours.

NB

- Consommation de polymère varie entre 5-8 kg/tonne de MS.
- Capacité de production 80-150 kg MS/h/m.
- Siccité 15-18%.

Source : guide technique de l'assainissement.

7.4. Aire de stockage intermédiaire des boues sèches :

Les boues sèches seront évacuées des lits de séchage manuellement et un moyen d'engins mécaniques légers (mini-chargeur + tractopelle) vers une aire de stockage intermédiaire, située à coté des lits de séchage.

Cette aire de stockage est prévue dans l'objectif de faciliter la gestion de l'évacuation et du transport des boues sèches vers la décharge.

Une aire de stockage d'une superficie de 450 m² dont les dimensions sont (longueur = 36.5 m, largeur = 12.5) est suffisante pour recevoir les boues sèches après évacuation des lits de séchage.

8. Evacuation des eaux usées internes de la STEP :

Les eaux usées du bâtiment d'exploitation, les d'eaux de drainage des lits de séchage et le liquide surnageant de l'épaississeur seront acheminées par une conduite gravitaire en PVC DN 150 vers le prétraitement.

VII.2.2.2.7. Extension de la station :

Comme nous l'avons vu précédemment, la réalisation de la step se fera selon deux tranches :

- Première : l'an 2040
- Deuxième : l'an 2050

L'extension prévue pour l'an 2050 consistera à rajouter des ouvrages.

→ Prétraitement :

Les prétraitements ont été dimensionnés avec un débit correspondant à celui de l'an 2050.

→ Bassin d'aération :

Débit moyen journalier : $Q_m = 9495.6 \text{ m}^3/\text{j}$

DBO₅ entrant = 4273.02 Kg/j

Charge volumique : $C_v = 0.35 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3.\text{j}$

Le volume total du bassin d'aération : 12208.63 m³

Ceci revient à rajouter une surface de 558.2 m²

→ Clarificateur :

Le débit de pointe entrant étant de 1375.66 m³/h, la vitesse ascensionnelle est de 1 m/h.

La surface totale du bassin 1375.65 m²

Comme pour le bassin d'aération il y a lieu de rajouter une surface de 235.33 m²

→ Chloration :

Le volume total du bassin d'aération : 459 m³

Il y a lieu de rajouter une surface de 229.7m²

→ Epaisseur :

La surface totale du bassin 201.7 m²

Il y a lieu de rajouter une surface de 36.91 m²

→ Lit de séchage :

La surface totale est de 7303.7m²

Il y a lieu de rajouter une surface de 1336.5 m²

Conclusion :

Un ingénieur toujours cherche à améliorer leur réseau pour l'exploiter au maximum, cela comprend un bon choix de la nature des conduites, et les ouvrages normaux et un bon dimensionnement des ouvrages annexes ; Le plus important introduire des ouvrages et des éléments modernes, sans oublier le coté économique.

On a projeté des avaloires, des regards simples et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en béton armé de profil circulaire et en PVC.

On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Un déversoir d'orages de type frontal.
- Un déversoir d'orages de type latéral.
- Une station d'épuration avec un rendement de 93%.

Chapitre VIII :

Organisation de chantier et
évaluation financière.

Introduction :

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail et en précisant le temps nécessaire, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

VIII.1. Les étapes de réalisation du projet :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- ✓ Manutention et stockage des conduites ;
- ✓ Décapage de la couche de terre végétale ;
- ✓ Exécution des tranchées et de fouilles pour les regards ;
- ✓ Aménagement du lit de pose ;
- ✓ Emplacement des jalons des piquets ;
- ✓ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ✓ Assemblage des tuyaux ;
- ✓ Faire les essais d'étanchéités pour les conduites et les joints ;
- ✓ Remblaiement des tranchées ;
- ✓ Construction des regards en béton armé.

VIII.1.1. Manutention et stockage des conduites :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Il faut éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. Les tubes avec emboiture doivent être alternés. Les emboitures doivent dépasser la pile.



Figure N°VIII.1 : chargement des canalisations.

VIII.1.1.1. Déchargement :

Le déchargement des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.



Figure N°VIII.2 : déchargement des canalisations.

VIII.1.1.2. Stockage :

Pour un correct magasinage, il est conseillé ce qui suit :

Stocker les tubes horizontalement en une zone plate sur des appuis placés tous les 1.5 mètres afin d'éviter la possible flexion du produit...

Eviter que les tulipes souffrent des érosions par le sol, notamment si celui-ci est en pierre, en béton ou bitumineux.

Ne pas empiler en dépassant les 1.5 mètres d hauteur, vu que les tubes de la partie inférieure pourraient s'abîmer, et même pour éviter les chutes des tubes supérieurs.

Les tulipes doivent rester libres, en alternance des tulipes et caps.

En cas d'exposition prolongée au soleil, il faut protéger les palets avec un matériau opaque, si possible en couleur blanche, pour éviter une hausse de température dans la canalisation.

VIII.1.2. Décapage de la terre végétale :

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.



Figure N°VIII.3 : décapage de la terre végétale.

VIII.1.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

❖ Largeur de tranché :

La largeur du tranché, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs entre (0.3 – 0.5) cm de part et d'autre :

La largeur de tranché est donnée par la formule :

$$B = D + (2 \times c) \quad (\text{VIII.1})$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

C : largeur entre conduite et parois de tranché.

❖ Profondeur du tranché :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \quad (\text{VIII.2})$$

Avec

H : profondeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur de lit de sable en (m), e= 10 cm ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VIII.1.3.1. Aménagement du lit de pose :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm.

Ce dernier sera bien nivelé suivant les cotes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures 0.1mm.

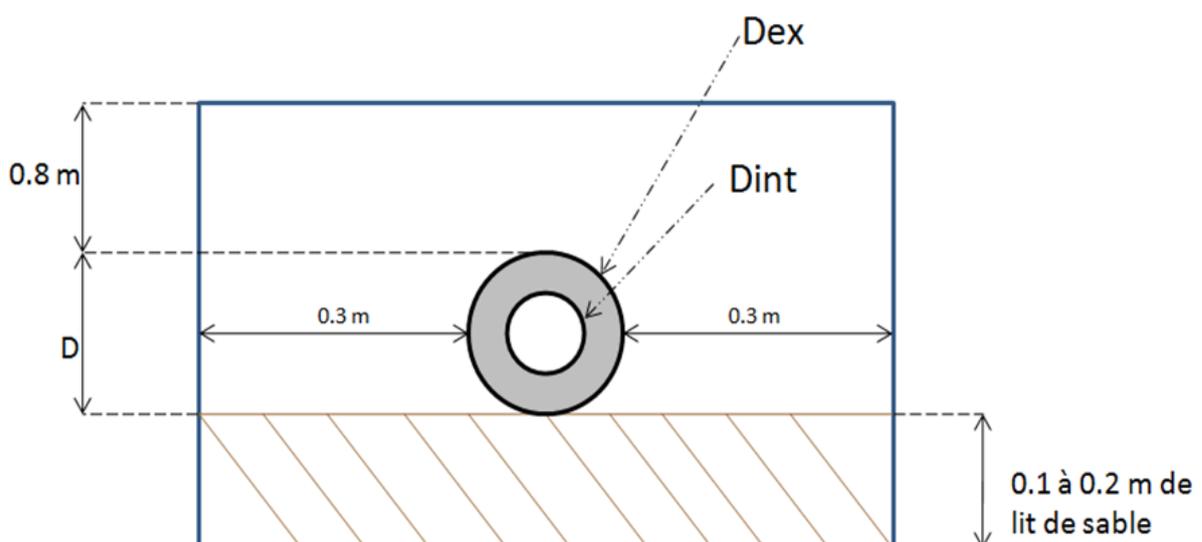


Figure N°VIII.4 : pose du lit de sable.

Remarque :

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, de berceaux au même de dalle de répétition.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L * B * e$$

Avec :

V_s : volume du sable en (m) ;

L : longueur de tranchée en (m) ;

B : largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, e = 10 cm.

VIII.1.3.2. Emplacement des jalons des piquets :

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

VIII.1.3.3. Pose de la canalisation :

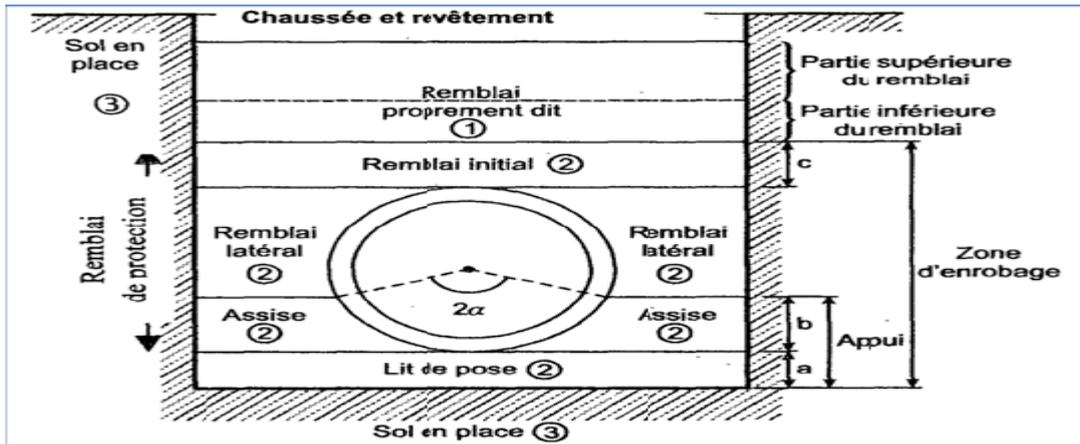


Figure N°VIII.5 : pose de la canalisation.

Chaque tuyau doit être posé dans la tranchée de façon qu'il porte uniformément sur le lit de pose sur toute sa longueur.

Sauf cas particulier, l'installation des tuyaux à emboîtement se fait depuis l'aval vers l'amont de projet, les emboîtures des tuyaux se trouvent coté amont.



Figure N°VIII.6 : pose de canalisation en fonte.

Pour l'assemblage par bague de joint, les opérations suivantes sont recommandées :

- ✓ Bien nettoyer les parties à assembler ;
- ✓ Vérifier la mise en place correcte de la bague d'étanchéité, sa propreté ainsi que celle de son logement ;
- ✓ Lubrifier selon les prescriptions du fabricant et souvent sur l'embout male ;
- ✓ L'about male est présenté dans l'axe du tuyau déjà en place ;
- ✓ L'emboitement s'effectue dans l'axe, par poussée progressive jusqu'à la position prescrite par le fabricant ;
- ✓ Pour les tuyaux de moyens et gros diamètres, par poussée lente à l'aide d'une barre à mine et planche intercalée entre le tuyau et la barre ;
- ✓ Pour les tuyaux de gros diamètres (≥ 400 mm), l'usage d'une ou plusieurs tires fortes ou d'un engin mécanique approprié peut se révéler nécessaire.

VIII.1.3.4. Assemblage des canalisations :

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

Cas d'assemblage par manchon des tuyaux en PRV :

Le manchon du tuyau peut être prémonté en usine sur une extrémité et doit être de la même pression nominale que celle-ci.

Les garnitures d'étanchéité en élastomère sont situées sur le bout male ou dans l'emboiture du manchon.

Cas d'assemblage par brides des tuyaux en PRV

Les brides en PRC sont généralement utilisées pour le raccordement à une bride métallique existante sur une pompe, une vanne ou canalisation métallique.

Les brides doivent être munies de joint d'étanchéité.

Cas d'assemblage mécanique des tuyaux en fonte :

- Pour les tuyaux coupés sur chantier, s'il n'existe pas, reconstituer le chanfrein à l'extrémité male du tuyau ;
- Reporter sur celui-ci, à l'aide d'un crayon gras, la longueur de l'emboiture ;
- Lubrifier l'embout male et surtout son chanfrein, selon les prescriptions du fabricant. Ne lubrifier ni l'intérieur de l'emboiture, ni la bague de joint (sauf indication particulière du fabricant) ;
- N'utiliser que le lubrifiant préconisé par le fabricant, certains produits risquant d'attaquer la bague de joint en élastomère.
- Emboiter les 2 éléments à fond, jusqu'au repéré préalablement tracé.

VIII.3.5. Essai d'étanchéité :

Tous les tubes et raccords utilisés pour un collecteur gravitaire ou canalisation sous pression doivent être étanches. L'étanchéité doit être démontrée par des essais électromagnétiques des joints et par une épreuve hydraulique selon la fonction de la canalisation et les caractéristiques du projet d'assainissement.

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VIII.1.4. Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, la profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, la réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, on peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du font du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.

VIII.1.5. Réalisation des branchements :

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal (généralement un regard) ;
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;

- Eventuellement un regard collecteur de branchement ;
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public ;

VIII.1.6. Remblaiement et compactage des tranchées :

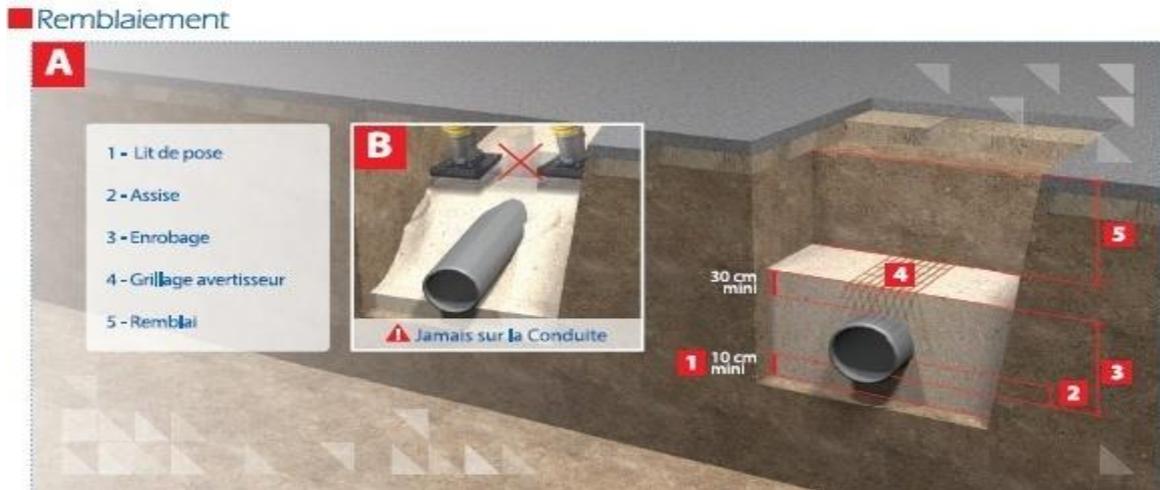


Figure N°VIII.7 : Remblaiement et compactage des tranchées.

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

VIII.1.7. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

1. Les engins de chargement :
 - Les chargeuses ;
 - Les pelles hydrauliques ;
 - Les pelles mécaniques.
2. Les engins de transport :
 - les brouettes ;
 - Les camions bennes ;
 - Les dumpers
 - Les motos basculeurs ;
 - Les véhicules utilitaires.
3. Les engins de mise en place des matériaux :
 - Les niveleuses ;
 - Les compacteurs ;
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

- Pour le décapage :

On utilise le bulldozer où le terrain est très difficile, mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

Le niveleur est un engin utilisé pour les terrassements légers. Elle est soit tractée, et on l'appelle GRADER, soit automotrice, et on l'appelle MOTORGRADER. Cette dernière est beaucoup plus utilisée. La niveleuse comporte un châssis sur 4 à 6 roues à pneus au centre duquel est fixée une lame mobile.



Figure N°VIII.8 : niveleuse.

Dans les terrains difficiles on utilise le « bulldozer » un engin d'excavation et de refoulement.



Figure N°VIII.9 : bulldozer.

- Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro.

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

- Pour le remblaiement des tranchées :



Figure N°VIII.10 : chargeuse.

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est la chargeuse.

Les chargeuses sont des engins sur pneus ou sur chenilles. La chargeuse se compose d'un tracteur équipé d'un godet ou benne relevable au moyen de deux bras latéraux articulés.

Les chargeuses sont des engins de chargement les plus couramment utilisés, et font la même fonction que les pelles mécaniques.

- Pour le compactage :



Figure N°VIII.11 : compacteur à rouleaux lisses.

Le compacteur est un engin lourd qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte ou plusieurs lignes de pneumatiques.

VIII.2. Détermination des différents volumes des travaux :

1) Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{d\acute{e}c} = H_{vc} \times L \times B_{cv} \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

$V_{d\acute{e}c}$: Volume de la couche végétale décapée (m³)

H_{vc} : Profondeur de la couche végétale (m)

L : Longueur totale de la tranchée (m)

B_{cv} : Largeur de la couche végétale (m)

Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad (\text{VIII.4})$$

Avec :

V_d : Volume du déblai des tranchées (m³)

B : Largeur de la tranchée (m)

L : Longueur totale de la tranchée (m)

H : Profondeur de la tranchée (m)

Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{VIII.5})$$

Avec :

V_{ls} : Volume du lit de sable (m³)

e : Épaisseur de la couche de sable (m)

L : Longueur totale de la tranchée (m)

B : Largeur de la tranchée (m)

Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext}/4) \times L \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

V_{cond} : Volume occupé par les conduites (m³)

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m)

L : Longueur totale de la tranchée (m)

Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

H_e : Hauteur d'enrobage

L : Longueur totale de la tranchée (m)

B : Largeur de la tranchée (m)

Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad (\text{VIII.8})$$

Avec :

V_{rem} : Volume du remblai (m³)

V_{ls} : Volume du lit de sable (m³)

V_{cond} : Volume occupé par les conduites (m³)

V_d : Volume du déblai des tranchées (m³)

$V_{déc}$: Volume de la couche végétale décapée (m³)

Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (\text{VIII.9})$$

Avec :

V_{rem} : Volume du remblai (m³)

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³)

V_f : Volume du sol foisonné (m³)

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VIII.10})$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

VIII.3. Devis quantitatif et estimatif :

Tableau N°VIII.1. Devis quantitatif estimatif de notre projet.

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la terre végétal	m3	2339,68	250	584920
2	Déblai	m3	28076,1	1000	28076100
3	Lit de sable	m3	3779,48	1500	42114150
4	Remblai	m3	7828,92	700	5480244
5	Evacuation du déblai excédentaire	m3	25862,41	600	15517446
B	Canalisation				
1	Canalisation en PVC PN6				
2	315	ml	7676,46	1829,17	14041550,34

3	400	ml	1853,71	3900	7229469
4	500	ml	1158,04	4619,92	5350052,157
Canalisation en béton classe 135A					
5	600	ml	1408,09	6500	9152585
6	800	ml	391,76	10000	3917600
7	1000	ml	1268,11	13318	16888688,98
8	1100	ml	785,09	15434	12117079,06
9	1200	ml	1796,8	18819	33813979,2
C	Construction				
1	Regard	u	214	30000	6420000
2	Déversoir d'orage	u	2	260000	520000
3	Station d'épuration	u	1	1824000000	1824000000
THT					2025223864.00
TVA 19%					384792534,1
TTC					2410016398.00

VIII.4 Définitions des tâches et leurs durées

VIII.4 .1 . Les opérations concernant les tronçons projetés :

Concernant le réseau projeté les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 15 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joints dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

VIII.4 .2. Les opérations concernant les tronçons rénovés :

Les travaux cités ci-dessus sont les mêmes pour la rénovation des tronçons à une différence près, en effet après le décapage il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, et pour la construction des regards vu qu'ils existent déjà, et puis la suite des travaux s'effectue comme pour un nouveau tronçon.

VIII.4.3 Symboles des différentes opérations et leur durée

Tableau N°VIII.2. Les principales opérations à exécuter sont :

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage de la couche de terre.	20
B	Piquetage	4
C	Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.	55
D	Aménagement du lit de pose.	19
E	La mise en place des canalisations en tranchée	30
F	Assemblage des tuyaux.	15
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.	23
H	construction des regards.	34
I	remblai des tranchées.	24
J	TRAVAUX DE FINITION.	10

VIII.4.4 Planification par la méthode du réseau :

Tableau VIII.3. : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

opérations	Précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D,K	B
D	E	C,K
E	F	D
F	G	E
G	H,I	F
H	I	G
I	J	H,G
J	-	I
K	D	C

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VIII.12 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches rouges portées sur la figure VIII.12 représentent le chemin critique du réseau.

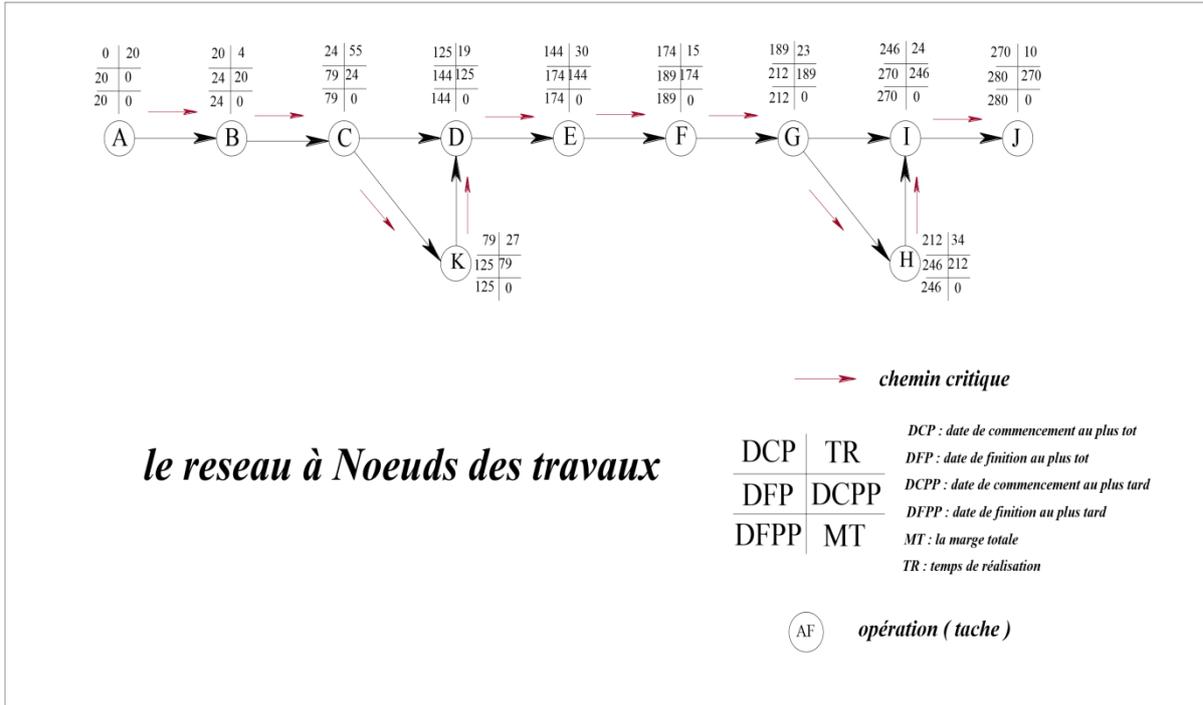


Figure N°VIII.12 : Les réseaux à nœuds.

Conclusion :

On peut conclure que l'organisation de chantier est une étape nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail, dont le temps de réalisation est estimé à 9 mois pour la réalisation des tronçons de rénovation.

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le cout total de notre projet estimé à 2410016398.00 DA

Conclusion général

La commune d'el Matmar a connu ces derniers temps un grand nombre de problèmes liés au fonctionnement du réseau et son impact sur l'environnement et la santé publique vu la structure particulière de son réseau d'assainissement. A cet égard, nous avons mené une étude de diagnostic dans le but de déceler les contraintes et les disjonctions empêchant un bon fonctionnement du réseau.

Cette étude se présente en deux aspects : un aspect théorique visant la vérification des dimensions des ouvrages et les paramètres d'écoulement et un aspect pratique qui a pour objectif d'une part la vérification de la compatibilité entre ce qui est établi au niveau de l'étude et ce qui se trouve sur terrain et d'autre part l'identification des points noirs et des anomalies au niveau des ouvrages constituant le réseau.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on a établi l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 110 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par m'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV. Le réseau que nous avons établi, est un réseau qui compte trois réseaux unitaire séparés que nous appelons dans notre étude (A, B et C) avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées et eaux pluviales au court terme vers trois rejets sauvages (oued M'siouene et deux drains), au long terme on a projetée une station d'épuration afin d'éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de notre zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 24 sous-bassin, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté la méthode rationnelle.

Pour les canalisations notre choix est tombé sur les conduites en béton armé de profil circulaire et en PVC vu ses avantages (bonne résistance mécanique, et leur étanchéité primordiale).

Concernant les ouvrages annexes, on a projetée deux déversoirs d'orage un de type latéral et l'autre de type frontal et une station d'épuration à faible charge pour le traitement des eaux avant leur rejet dans le milieu naturel.

Du côté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de notre projet estimé à 2410016398.00 DA.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **Salah.B**, 2014, polycopier d'assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations, ENSH, Blida.
- [2] **N.Chaniti**, Polycope Les déversoirs d'orages, ENSH, Blida.
- [3] **Touaibia.B**, 2014 Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida. Algérie
- [4] **Marc Sati, Béchir Selmi, R.bourrier**, Guide technique de l'assainissement, 5ème édition le moniteur, paris.
- [5] Cours d'assainissement par professeur **Salah.B** 2020.
- [6] **FNDAE**, Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orages, école national du génie d'eau et de l'environnement de Strasbourg, juillet 2006.
- [7] **Groupe chiali**, Guide technique pour les projets de pose et réhabilitation des réseaux d'assainissement, règles et normes, 2016.
- [8] **Guerree gomella**, 1967, les eaux usées dans les agglomérations urbaines, édition Eycolles, paris.
- [9] **M^r Boukoftan. A**, Mémoires de fin d'étude d'assainissement, diagnostic du système d'assainissement de la ville de bouinan (w.Blida), ENSH.2010.
- [10] **R. Bourrier**, (2008), Les réseaux d'assainissement (calcul, application, perspectives), 5ème édition Lavoisier, paris.
- [11] **Rémenieras**, 1970, Hydrologie de l'ingénieur, édition Eyrolles, paris.
- [12] **K.imhoff**, 1964, Manuel d'assainissement, édition Dunod, paris.
- [13] cours d'épuration par la MCA Mme **TAFAT.L** 2019.

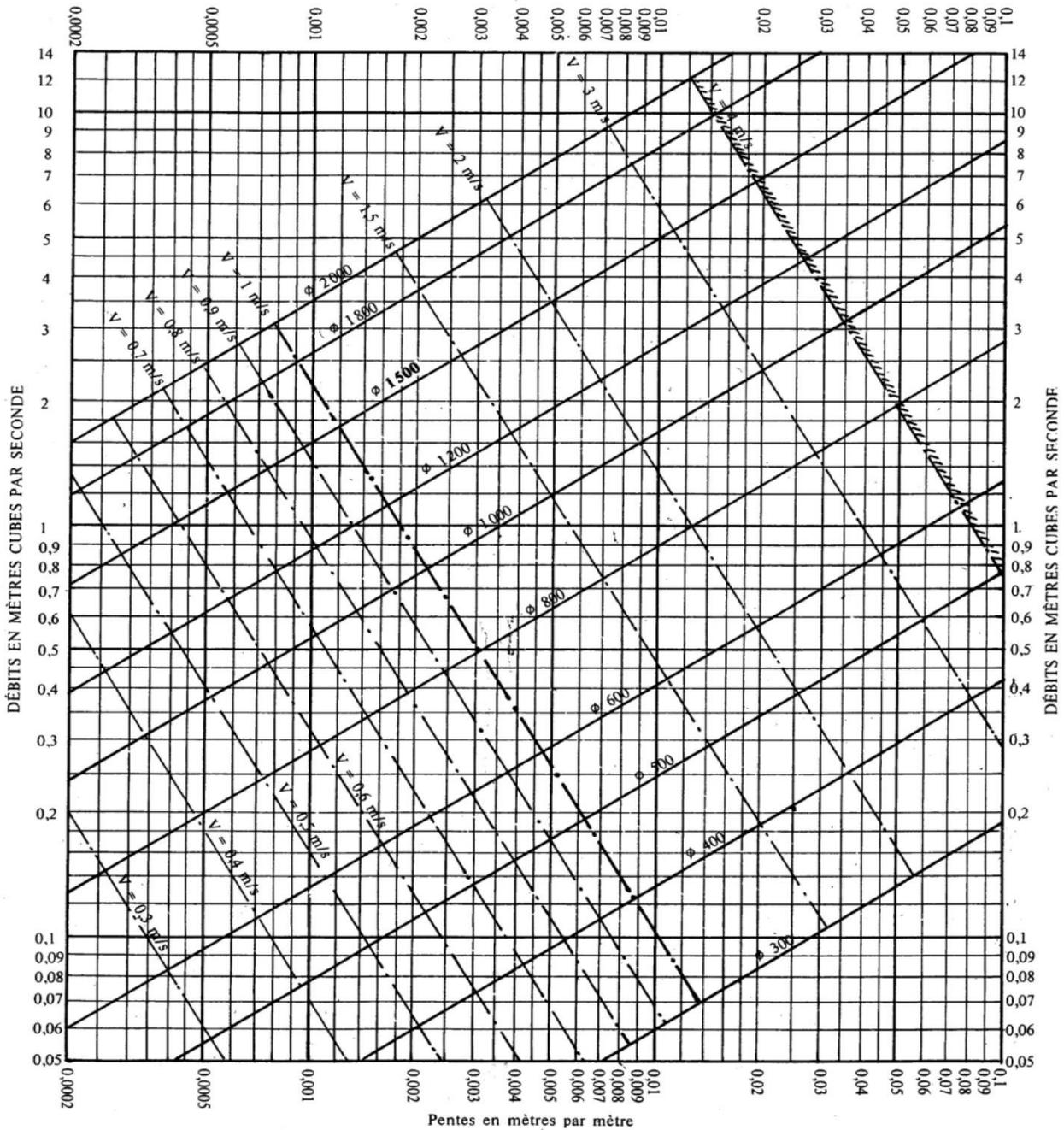
Annexes

Annexes I

Calcul hydraulique

ABAUQUE 2-a

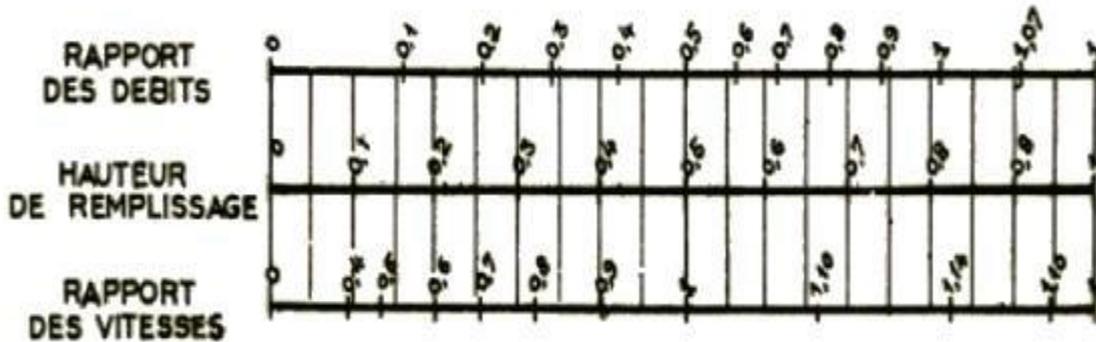
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



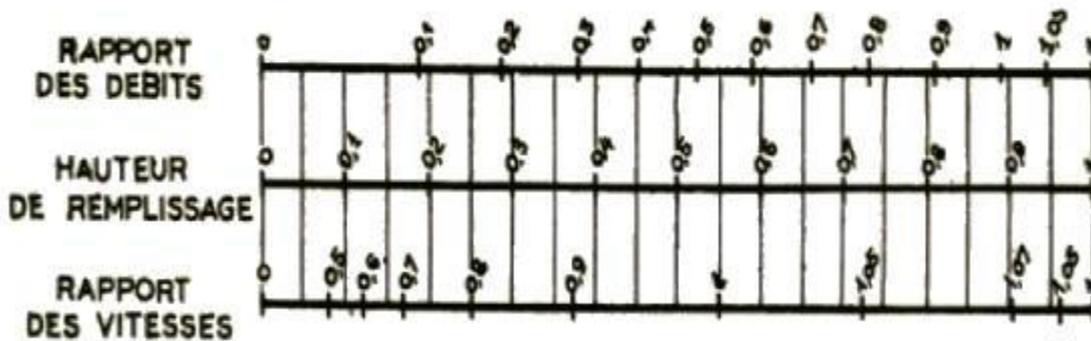
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Abaque N°1: Dimensionnement du réseau d'assainissement

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section