

**Ministère de l'enseignement supérieure
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila**



Faculté de technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER**

**FILIERE : Hydraulique
Option : hydraulique urbaine**

THEME

**Conception d'un réseau d'assainissement avec
l'utilisation du Système Information
Géographique (SIG) pour la présentation
« Village d'Ouled Bia »
Commune d'ouled Addi Guebala (W. M'sila)**

**Dirigé par :
Mr. TEMIM Djamel**

**Présenté par :
MAHAMDI Alaeddine**

Promotion : 2015/2016

**Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila**



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique**

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme

De MASTER

**FILIERE : Hydraulique
Option : Hydraulique urbaine**

THEME

**Conception d'un réseau d'assainissement avec
l'utilisation du Système Information
Géographique (SIG) pour la présentation
« Village d'Ouled Bia »
Commune d'ouled Addi Guebala (W. M'sila)**

**Dirigé par :
Mr. TEMIM Djamel**

**Présenté par :
MAHAMDI Alaeddine**

Promotion : 2015/2016

Dédicace



Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Mon cher père.

Ma chère mère.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

À tous mes proches de la famille Mahamdi, et plus particulièrement, mes soeurs et mes frères tout à son nom et sans oublier la famille Selimani.

À tous mes chers amis et mes collègues de l'Université Mohamed Boudiaf - M'sila.

En un mot à tous les gens qui ont contribué ma réussite de près ou de loin.



Alaeddine

Remerciements



A l'issu de ce travail, nos remerciements tout premièrement à DIEU tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qu'il nous a donné durant toutes ces longues années.

Nous tenons également à exprimer nos vifs remerciements à :

❖ Notre promoteur Mr : TEMIM Djamel pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

❖ L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

❖ Tous les enseignants de département d'hydraulique.

Nous tenons aussi à exprimer nos vifs remerciements à toute personne qui nous a aidé à élaborer ce présent travail, particulièrement nos collègues de la promotion (2015-2016) « Option : Hydraulique urbaine ».

Nos respects aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.



Alaeddine

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1- Introduction	3
I-2- Situation géographique de la commune d'Ouled Addi Geubala.....	3
I-3- Situation géographique de la zone d'étude	4
I-4- Situation topographique	4
I-5- Equipement existant.....	4
I-6- Situation démographique et réseaux existants	5
I-7- Données naturelles du site	5
I-7-1- Structure géologique	5
I-7-2- Séismicité.	5
I-7-3- Effets climatiques	6
I-8- Conclusion	9

Chapitre II : Etude hydrologique

II-1- Introduction	11
II-2- Objectif de l'étude hydrologique.....	11
II-3- Les averses	11
II-4- Période de retour	11
II-5- L'intensité moyenne de précipitation	12
II-6- Etude des précipitations	12
II-6-1- Choix de la loi d'ajustement	14
II-6-1-1-Ajustement à la loi de Gumbel	14
II-6-1-2-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi log-normal)	19
II-6-2- Calcul de l'intensité de pluie	23
II-7- Conclusion	24

Chapitre III : Calcul de base

III-1- Introduction	26
III-2- Etude de l'évolution de la population	26
III-3- Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	27
III-4- Système d'évacuation du réseau d'assainissement	27
III-4-1- Système unitaire	27
III-4-2- Système séparatif	28
III-4-3- Système pseudo séparatif	28
III-5- Choix du système d'assainissement	28
III-6- Différent schéma d'évacuation	29
III-7- Principe du choix du la tracé du réseau	30
III-8- Choix des limites des sous bassins	31
III-9- Choix du coefficient de ruissellement	31
III-10- Calcul de la population de chaque sous bassin	32
III-11- Conclusion	38

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

IV-1- Introduction	40
IV-2- Évaluation des débits d'eaux usées	40
IV-3- Origine et nature des eaux usées	40
IV-3-1- Eaux usées d'origine domestique	40
IV-3-2- Eaux des services publics	41
IV-3-3- Eaux industrielles	41
IV-3-4- les eaux usées d'équipements	41
IV-4- Estimation du débit d'eau usée	42
IV-4-1- Eaux usées d'origine domestique	42
a) Evaluation du débit moyen journalier rejetée	42
b) Evaluation du débit de pointe	42
IV-4-2- Eaux usées d'équipement	43
IV-4-3- Estimation des besoins des équipements en future	43
IV-5- Évaluation des débits d'eaux pluviales	49
IV-5-1- La méthode rationnelle	49
IV-5-2- Méthode superficielle	51
IV-6- Choix de la méthode de calcul	53
IV-7- Conclusion	62

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

V-1- Introduction	64
V-2- Conception du réseau	64
V-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement	64
V-3-1- Conditions d'écoulement et de dimensionnement	64
V-3-2- Mode de calcul	65
V-3-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement	69
V-4- Conclusion	71

Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

VI-1- Introduction	73
VI-2- Ouvrages principaux	73
VI-2-1- Canalisations	74
VI-3- Ouvrages annexes	78
VI-3-1- Ouvrages normaux	78
VI-3-2- Dimensionnement des regards de chute	82
VI-3-3- Les ouvrages spéciaux	83
a) Les déversoirs d'orage	83
VI-4- Ouvrage de rejet.....	88
VI-5- Conclusion	90

Chapitre VII : Elaboration d'un SIG d'aide à la gestion du réseau

VII-1- Introduction	92
VII-2- Le Système d'Information Géographique (SIG)	92
VII-3- Principe de méthodologie	93
VII-4- Présentation d'ArcGIS 10.1	93
VII-4-1- Présentation d'ArcGIS Desktop	94
VII-5- Organisation et structure des données	95
VII-6- L'information géographique	95
VII-7- Unités cartographiques	96
VII-8- La gestion des réseaux assistée du logiciel ArcMap	97
VII-9- Implantation et mise en œuvre des applications	98
VII-10- Conclusion	101
CONCLUSION GENERALE	102

BIBLIOGRAPHIE.

ANNEXES.

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I- 1: Températures Max, Min, Moyen.....	6
Tableau I- 2: Moyenne mensuelle de la pluviométrie	7
Tableau I- 3: Vitesses moyennes mensuelles des vents	7
Tableau I- 4: l'humidité mensuelle	8

Chapitre II :

Tableau II- 1: La série de la précipitation mensuelle et maximale journalier	13
Tableau II- 2: Caractéristiques empiriques de la série	14
Tableau II- 3: Résultat d'Ajustement des $P_{j\max}$ à la loi de Gumbel.....	16
Tableau II- 4: Ajustement des $P_{j\max}$ à la loi de Gumbel.....	17
Tableau II- 5: Résultat d'Ajustement à une loi de GALTON (Log-normale)	20
Tableau II- 6: Ajustement à une loi de Galton (Log-normale)	21

Chapitre III :

Tableau III- 1: Répartition de la population à différents horizons de calcul	26
Tableau III- 2: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	31
Tableau III- 3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	32
Tableau III- 4: Coefficients de ruissellement en fonction de Types d'occupation du sol	32
Tableau III- 5: Nombre d'habitants des sous bassins de la zone I	33
Tableau III- 6: Nombre d'habitants des sous bassins de la zone II.....	37

Chapitre IV :

Tableau IV- 1: Besoins en eau domestique	42
Tableau IV- 2: Débit des équipements de la zone I	43
Tableau IV- 3: Débit des équipements de la zone II	43
Tableau IV- 4: Débits d'eaux usées de pointe de la zone I.....	44
Tableau IV- 5: Débit d'eaux usées de pointe de la zone II.....	47
Tableau IV- 6: Les paramètres équivalents dans le cas de l'assemblagedes BassinsVersants en série ou en parallèle	53
Tableau IV- 7: Débits pluviaux des pointes de la zone I.....	54
Tableau IV- 8: Débits pluviaux de pointe de la zone II.....	56
Tableau IV- 9: Tableau récapitulatif des résultats de la zone I et II	58

Chapitre V :

Tableau V- 1: Le résultat de dimensionnement du collecteur secondaire 01	69
--	----

Chapitre VI :

Tableau VI-1: Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.....	74
Tableau VI- 2: Les données de base pour le dimensionnement du DO	87
Tableau VI- 3: Les résultats de calcul de Hst, Hd et L de DO	88
Tableau VI- 4: Résultat de dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire.....	88
Tableau VI- 5: Résultat de dimensionnement de la conduite transitant le débit vers STEP.....	88

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I- 1: Plan de situation de la commune d'Ouled Addi Geubala	3
Figure I- 2: Situation géographique du village d'Ouled Bia	4
Figure I- 3: l'état de sismique en Algérie	5
Figure I- 4: Histogramme de la variation de la température.....	6
Figure I- 5: Histogramme de moyenne mensuelle de la pluviométrie	7
Figure I- 6: Histogramme des vitesses moyennes mensuelles des vents.....	8
Figure I- 7: Histogramme de la variation de l'humidité.....	8

Chapitre II :

Figure II-1: Courbe représente l'ajustement à une loi de Gumbel.....	18
Figure II-2: Courbe représente l'ajustement à une loi de Galton.....	22

Chapitre III :

Figure III-1: Schéma de système unitaire	27
Figure III-2: Schéma de système séparatif	28
Figure III-3: Schéma de système pseudo- séparatif	28
Figure III-4: Schéma des différents types de réseaux d'assainissement	30

Chapitre V :

Figure V- 1: Schéma représente la surface et le périmètre mouillés	66
--	----

Chapitre VI :

Figure VI- 1: Différents type de joints	77
Figure VI- 2: Schéma représentent les types des branchements	79
Figure VI- 3: Schéma représente un Bouche d'égout à absorption par le haut	80
Figure VI- 4: Schéma représente emplacement des bouches d'égout	80
Figure VI- 5: Schéma représentant un regard de visite	81
Figure VI- 6: Schéma de principe du déversoir d'orage	83
Figure VI- 7: Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).	84
Figure VI- 8: Déversoir d'orage à seuil latéral.....	85
Figure VI- 9: Déversoir d'orage à double seuil latéral	85
Figure VI- 10: Déversoir d'orage avec ouverture du radier	86
Figure VI- 11: Ouvrage de rejet (vu de face)	89
Figure VI- 12: Ouvrage de rejet (vu de gauche)	89

Chapitre VII :

Figure VII- 1: Les Cinq composantes majeures du S.I.G.....	93
Figure VII- 2: Présentation d'ArcGIS 10.1	94
Figure VII- 3: L'interface de l'ArcMap.....	95
Figure VII- 4: Exemple des données vectorielles	96
Figure VII- 5: Exemple des données rasters	97
Figure VII- 6: Extrait du plan d'une partie du réseau d'assainissement de village d'ouled Bia... ..	98
Figure VII- 7: Représentation sur ArcMap les caractéristiques du tronçon R04-R05	99
Figure VII- 8: Représentation sur ArcMap les caractéristiques du regard R03.....	99
Figure VII- 9: Représentation sur ArcMap les caractéristiques d'un équipement (École).....	100

ملخص:

هذه الدراسة تتضمن مختلف المراحل النظرية وكذلك حسابات تحديد أبعاد شبكة الصرف الصحي لقرية أولاد بيا، بلدية أولاد عدي القبالة بولاية المسيلة.

أولا قمنا بتعريف منطقة الدراسة وكذلك بإعطاء لمحة شاملة وعامة في مجال دراسة تقييم المقدار الكمي للمياه المستعملة ومياه الأمطار للمدينة.

بعد تصميم الشبكة التي تغطي مركز القرية والمتكونة من منطقتين رئيسيتين، ولأجل الحسابات الهيدروليكية وتبرير أقطار القنوات استعملنا برنامج Covadis 10.1 وبرنامج Excel 2016.

وبعد الانتهاء من تصميم الشبكة أعطينا نظرة عامة حول أهم العناصر المكونة لشبكة الصرف الصحي متبوعة بانجاز قاعدة بيانات لهذه الشبكة باستعمال نظام المعلومات الجغرافية العالمي SIG.

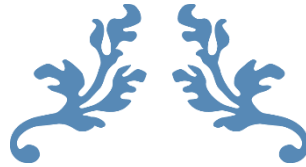
Résumé :

Cette étude consiste à donner les différentes étapes théoriques, aussi les calculs de dimensionnement du réseau d'assainissement du village d'ouled Bia commune d'ouled Addi Guebala wilaya de M'sila. Premièrement nous avons donné un aperçue générale du milieu étude suivi d'une évaluation des débits des eaux usées et pluviale de village. Après le dimensionnement du réseau d'assainissement qui couvre-chef lieux de village composé de deux zones principales, et pour les calculs hydrauliques et justifier les diamètres en utilise le logiciel Covadis 10.1 et programme Excel 2016. Après la fin de planification du réseau nous avons donné un aperçu sur les éléments constitutifs du réseau suivi par la réalisation d'une base des données à l'aide du système géographique international SIG, en utilise ArcGIS 10.1.

Abstract :

This study aims to design the sewer network of Ouled Bia Village in Ouled Addi Guebala Township (in M'sila departement), explaining also the various theoretical stages to achieve similar studies.

Firstly, we explain the details of the used data the study area : topographic and hydrologic parameters used in the computing of the waste water discharge, the pipe slope and the the flow velocity. All the neighborhoods of Ouled Bia are covered by the network, respecting the self-cleansing and the admissible velocity conditions. Finally, we had also develop a GIS integrating all of the data and map commonly used in the management of this kind of network.



Introduction Générale



INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement d'une agglomération a pour but de garantir l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de santé et d'hygiène, les inondations et les menaces sur les nappes phréatiques ensuite de procéder à leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Un réseau d'assainissement regroupe l'ensemble des étapes de collecte, de transport et de traitement des eaux usées et des eaux de pluie d'une ville, d'un site industriel ou d'une parcelle privée avant leur rejet dans le milieu naturel.

De tout temps l'assainissement des agglomérations a posé beaucoup de problèmes, les techniciens et les gestionnaires se trouvent de ce fait confronté de plus en plus à des problèmes de dimensionnement, de maîtrise et de gestion des réseaux d'assainissement. Ces dernières années, le recours à l'outil informatique est devenu incontournable et essentiel pour la plupart des études d'aménagement et d'aide à la décision.

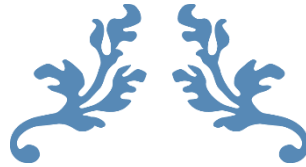
L'importance quantitative et diversifiée des données, en relation avec les réseaux d'assainissement et les espaces concernés par la collecte, a fait naître l'idée de l'utilisation des systèmes d'information géographique, qui a donné une grande impulsion et efficacité à la gestion de ces réseaux. Ces systèmes reposent sur une base des données cartographiques et une base des données descriptives nécessaires pour schématiser, paramétrer et discrétiser un réseau d'assainissement.

Le présent travail consiste au dimensionnement du réseau d'assainissement unitaire du village d'Ouled Bia de la Commune d'Ouled Addi Guebala (W. de M'sila), ainsi que la constitution de la base des données de ce même réseau d'assainissement à l'aide d'un système d'information géographique dans un objectif de contribuer à la bonne gestion de ce réseau.

Vu l'état médiocre des tronçons d'assainissement existants, on considère que la cité n'a pas de réseau, pour cela, nous allons en premier lieu donner un aperçu général sur le milieu d'étude, suivi d'une étude hydrologique, ensuite nous passerons aux calculs de dimensionnement du réseau d'assainissement unitaire couvrant la totalité de la cité.

Les calculs hydrauliques du réseau projeté sont exécutés à l'aide des logiciels Covadis 10.1, Excel 2016 et pour le SIG on utilise logiciel ArcGIS 10.1.

CHAPITRE I



Présentation de la zone d'étude



I-3- Situation géographique de la zone d'étude :

Le village d'Ouled Bia, d'étalé elle a une superficie de 332 ha située à 05 km ou Nord-Est du chef-lieu de la commune d'Ouled Addi Geubala (Figure I.2). Il est limité :

- Nord : la commune de Bordj Ghedir (BBA).
- Sud : chef-lieu de la commune d'Ouled Addi Geubala, route notionnel (RN40).
- Est : village d'Ouled Gesmiaie.
- Ouest : la commune de Maadid.

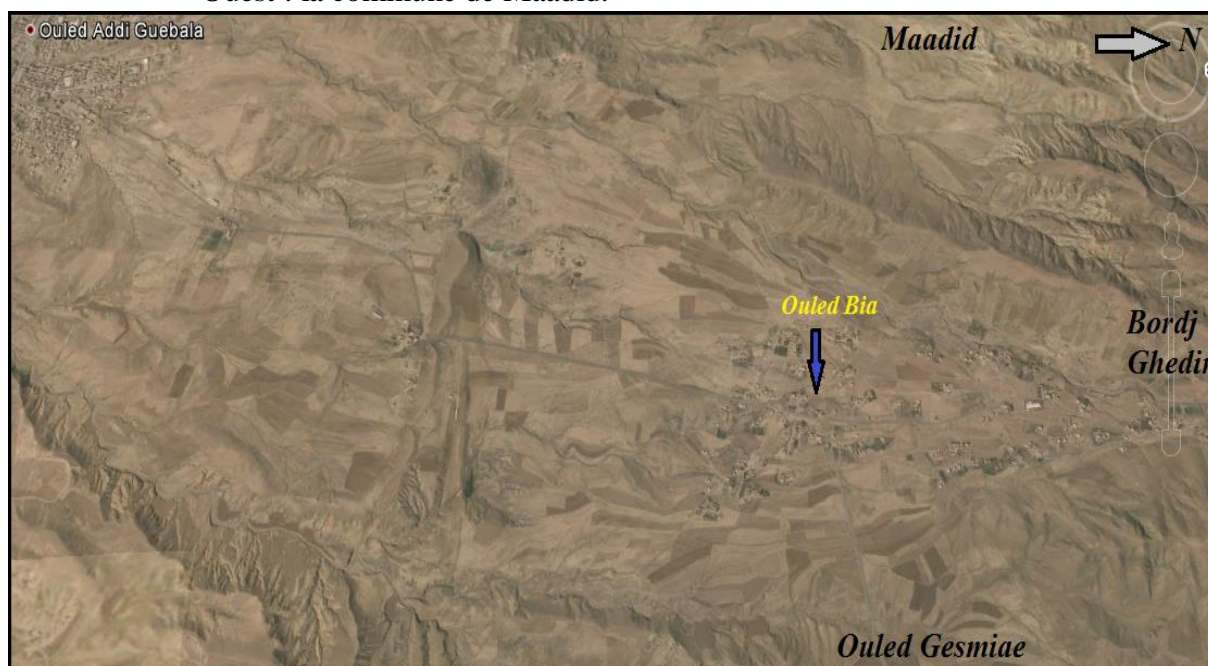


Figure I-2 : Situation géographique du village d'Ouled Bia

I-4- Situation topographique de la zone :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau d'assainissement, vu que le drainage d'eau usée doit s'effectuer généralement par gravité.

La zone d'étude est composée de deux (02) partie :

- Une partie urbanisée qui occupe 51 ha.
- L'autre partie est un terrain vide.
- La zone d'étude il repose sur assiette accidentée avec une pente forte du Nord vers le Sud.

I-5- Equipement existant :

Dans la zone il y a huit (08) équipements :

- | | | | |
|-------------------|-----------------|--------------|-------------|
| - Ecole primaire. | - Anex APC. | - Une poste. | - Un stade. |
| - Clinique. | - Deux Mosquée. | - Cimetière. | |

I-6- Situation démographique et réseaux existants :

L'élément de la population est le principal critère dans toute étude relative aux zones urbaines, économiques et sociales.

D'après les informations recueillies auprès des différents organismes administratifs, le village compte environ 1995 habitants (RGPH 2008).

Le village est desservi par :

- Un réseau électrique.
- Un réseau de distribution de l'eau potable fonctionnel.
- Un ancien réseau d'assainissement défectueux.
- Un réseau de Gaz récemment réalisé.

I-7- Données naturelles du site :

I-7-1- Structure géologique :

La géologie étudie la nature du sol. Elle nous permettra l'étude des sols traversés, ce qui sera capital pour déterminer le mode de réalisation des tranchées et les moyens pécuniaires et matériels à utiliser, Parmi les structures géologiques les plus importantes dans cette région.

I-7-2- Séismicité :

D'après le classement des zones sismiques établi par le DTR, notre région d'étude est classée « Non sismique ». DTR : document technique réglementaire.

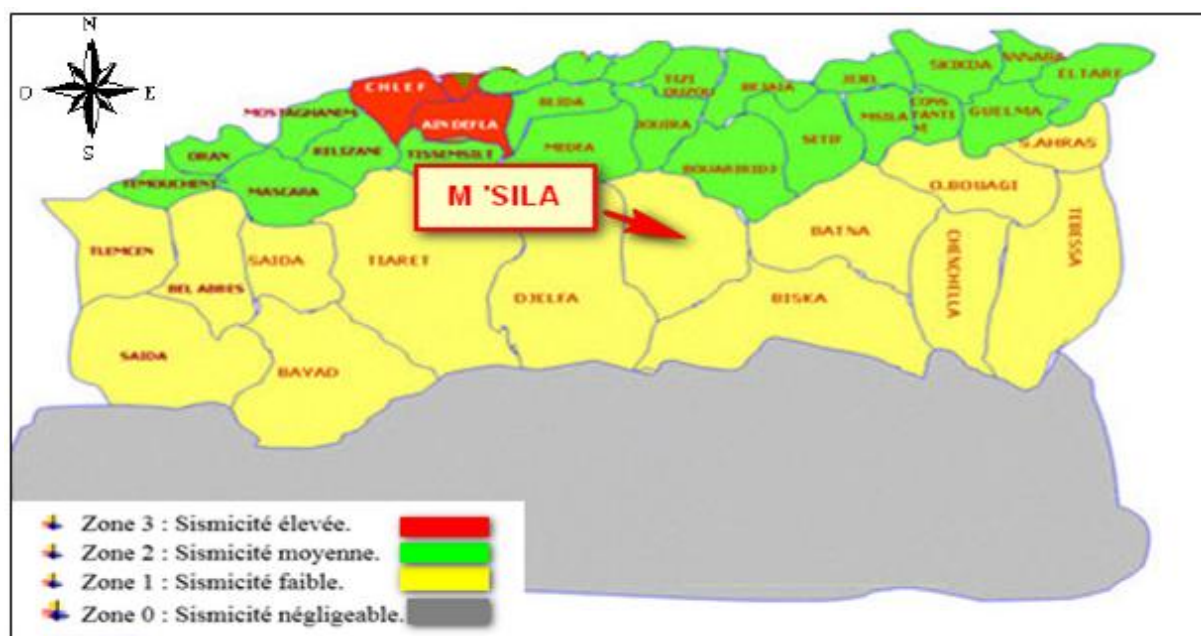


Figure I-3 : l'état de sismique en Algérie

I-7-3- Effets climatiques :**I-7-3-1- Climat :**

La connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air et le vent, nous permet de bien dimensionner le réseau et les ouvrages annexes d'assainissement.

Le climat de la zone d'étude est semi-aride caractérisé par un climat chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver. Le mois de janvier est le plus pluvieux, par contre les mois de juillet et août sont les plus chaudes, La pluviométrie est l'ordre de 209,68 mm à 300 mm.

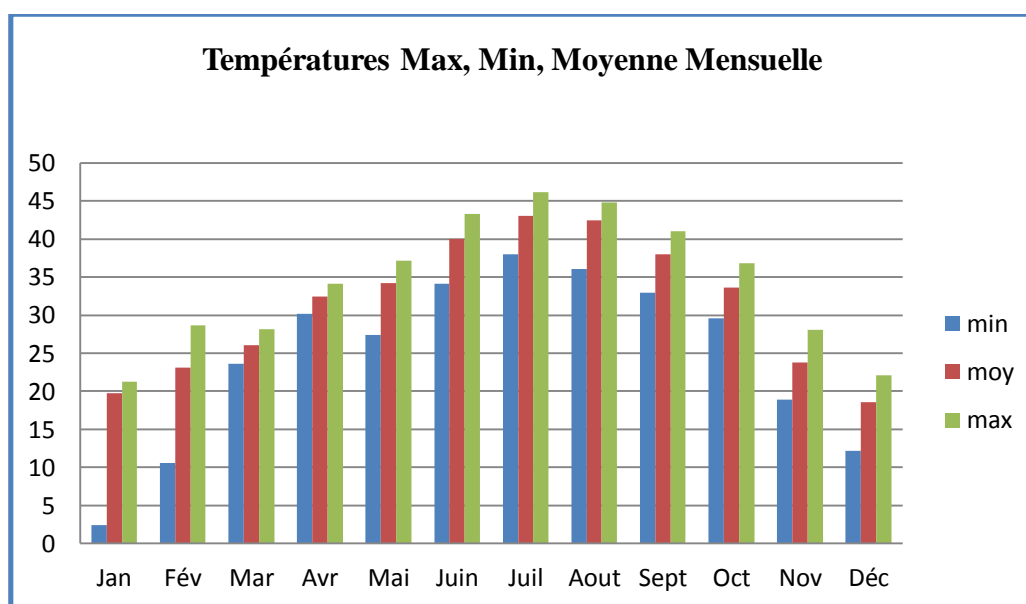
I-7-3-2- La température :

D'après la station métrologique de M'sila Les variations périodiques annuelles sont exprimées par les valeurs moyennes mensuelles.

La température moyenne mensuelle est estimée à 31.2° C, alors que la température maximale est de 46.2 °C, enregistrée au mois de juillet et la valeur minimale est de 2.4 °C au mois de janvier.

Tableau I- 1 : Températures Max, Min, Moyen

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Min	2,40	10,6	23,6	30,2	27,4	34,1	38	36,1	33,0	29,6	18,9	12,2
Moy	19,7	23,1	26,0	32,4	34,2	40,0	43,0	42,5	37,9	33,6	23,7	18,5
Max	21,3	28,7	28,2	34,1	37,2	43,3	46,2	44,8	41,0	36,8	28,1	22,1

**Figure I- 4 : Histogramme de la variation de la température**

Remarque : La source des données est l'ANRH de M'sila.

I-7-3-3- La pluviométrie :

La pluviométrie est une donnée indispensable pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement qui a pour but d'éviter les inondations provoquées par les eaux d'orage.

Les moyennes de précipitations enregistrées dans la région sur une période de 8 ans sont inscrites dans le tableau I-2.

Tableau I- 2 : Moyenne mensuelle de la pluviométrie

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P_{moy} (mm)	52,2	62,9	38,1	51,3	44,8	36,5	53,4	53,2	25,3	11,8	14,9	12,4

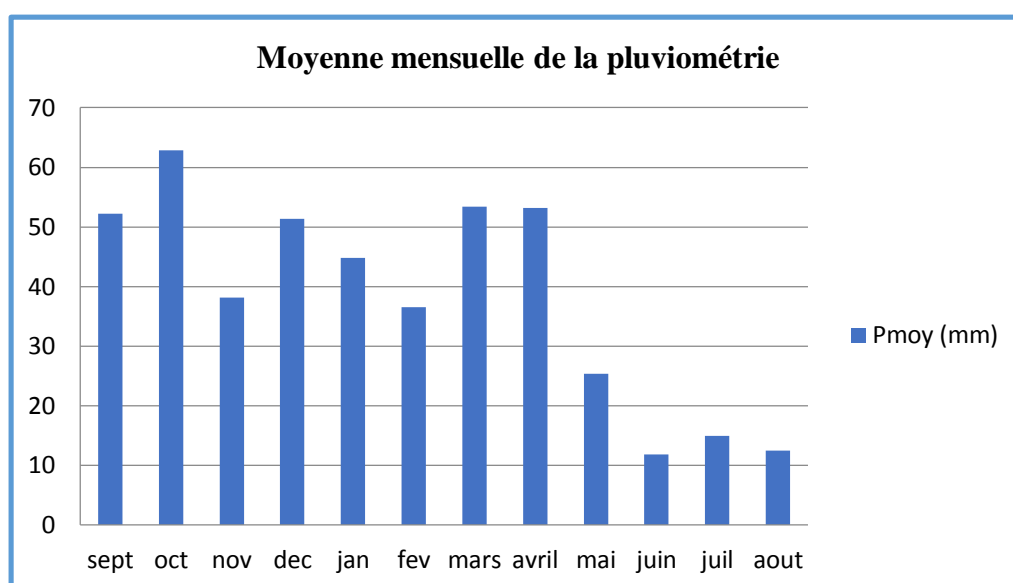


Figure I- 5 : Histogramme de Moyenne mensuelle de la pluviométrie

I-7-3-4- Les vents :

La direction du vent fréquemment, cet est le nord-ouest et vers le nord-est tandis que l'été, nous trouvons les vents dominants de la direction du sud et la vitesse moyenne du vent est de 4.32 m/s

Tableau I-3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	Jan.	Fév	mars	avril	Mai	juin	juil	aout	Sep	Oct	Nov	Déc
V_{moy} (m/s)	4,14	4,74	5,02	4,84	4,86	4,5	4,1	3,98	3,84	3,68	4,14	3,96

Remarque : La source des données est l'ANRH de M'sila.

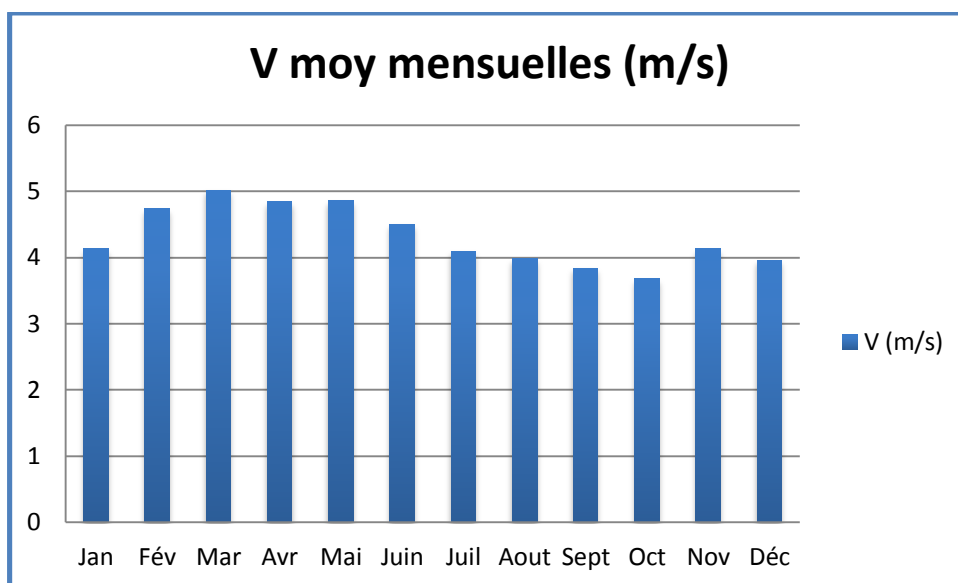


Figure I- 6 : Histogramme des vitesses moyennes mensuelles des vents

I-7-3-5- L'humidité :

A partir de ce tableau nous observons que l'humidité maximale est estimée à 69% le mois de février, alors que l'humidité minimale est de 32% durant le mois de juillet, ce qui donne une humidité moyenne annuelle de 54%.

Tableau I- 4 : l'humidité mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité (%)	68	69	62	61	50	40	32	38	44	56	63	63

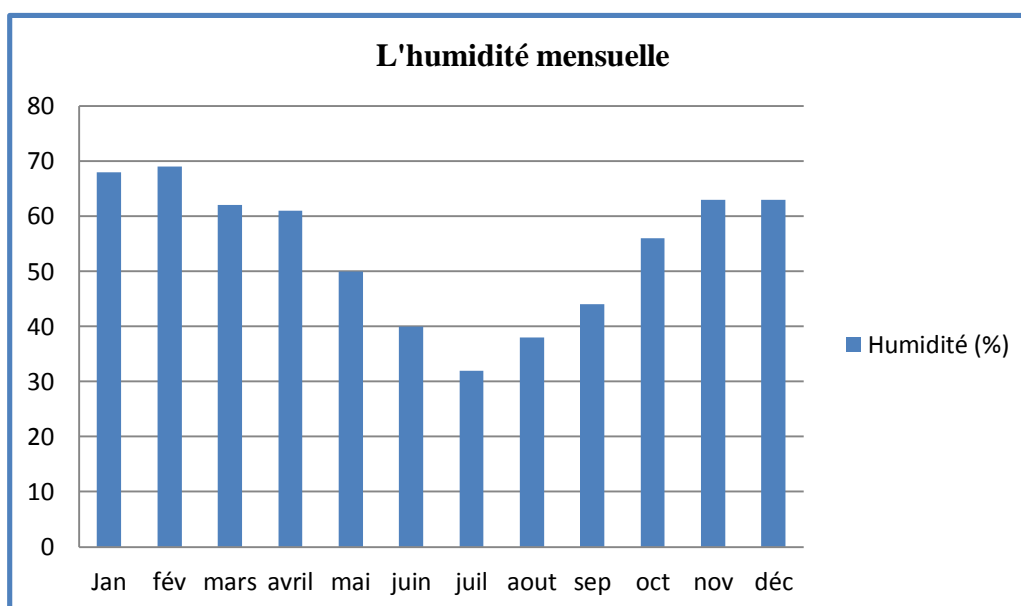


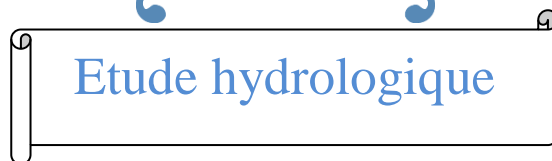
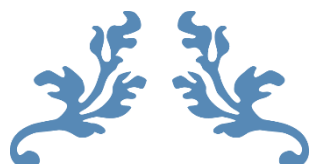
Figure I- 7 : Histogramme de la variation de l'humidité

Remarque : La source des données est l'APC d'Ouled Addi Geubala et l'ANRH de M'sila.

I-8- Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, nous avons opté pour le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement.

CHAPITRE II



Chapitre II : Étude Hydrologique

II-1- Introduction :

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

II-2- Objectif de l'étude hydrologique :

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « $T = 1/F$ »

II-3- Les averses :

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique, la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important, le volume d'eau qui tombe est relevé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un intervalle de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important généralement très chargée. [2]

II-4- Période de retour :

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable. [2]

II-5- L'intensité moyenne de précipitation :

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \text{ [mm/h]} \dots\dots\dots (II - 1)$$

Avec :

- ❖ i_m : intensité moyenne en mm/h.
- ❖ Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité en absence des données instantanées des pluies, on fait recours aux pluies maximales journalières. Pour cela on doit :

- ❖ Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- ❖ Calculer les paramètres de la loi choisie, et vérifier son adéquation.
- ❖ Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation. [2]

II-6- Etude des précipitations :

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible.

Comme base de données pluviométriques on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de Soubella de code 051111, Sur une période de fonctionnement de 1980 au 2005 qui a été fournie par l'ANRH de M'sila.

Pour cette station on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximums journaliers pour 25 années d'observation, Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau II-1.

Les précipitations maximales journalières sont ajustées à une loi statistique afin de déterminer les pluies fréquentielles, ce qui permet de déterminer la pluie de courte durée pour une probabilité P%.

Tableau II- 1 : La série de la précipitation mensuelle et maximale journalier

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	P max j (mm)	Pannuelle (mm)
1980 - 1981	16,3	0	18,6	11	0	12,5	2,6	4,6	1,9	3,6	8,3	3,4	18,6	82,3
1981 - 1982	7,4	6,8	0	8,9	3,8	4,6	9,5	17,4	19,9	0	0	0	19,9	78,3
1982 - 1983	2,8	15,6	17,9	1,3	0	5,3	0	16,3	3,5	3,8	0	27,2	27,2	93,7
1983 - 1984	0	0	1,3	1,4	13,1	2,4	4,7	5,9	6,4	4,2	0	5,9	13,3	45,3
1984 - 1985	0	7,2	11,3	0,7	15,5	15,6	9,4	5,9	5,3	2,3	1,5	0	15,6	74,7
1985 - 1986	10,4	9,3	9,1	11	5,3	3,4	10,8	7,5	0	14,4	0	4,3	14,4	85,2
1986 - 1987	4,3	6,9	5,8	7,8	12,4	6,7	9,9	8,9	6,2	6,5	3,9	7,9	12,4	87,2
1987 - 1988	0	12,9	21,5	4,2	3,8	0	4,8	24,5	17,8	18,3	0	0	24,5	107,8
1988 - 1989	0	3,8	9,4	5,3	0	4,6	0	4,8	6,8	12,5	0	7,2	12,5	54,4
1989 - 1990	22,4	14,2	6,9	6,9	9,3	0	9,7	20,2	26,4	5,7	9,2	0	26,4	130,9
1990 - 1991	8,9	0	8,6	9,5	0	6,2	22,9	0	20,3	0	0	0	22,9	76,4
1991 - 1992	6,6	27,8	14,7	6,9	9,5	5,6	9,9	4,5	16,5	4,3	18,2	0	27,8	124,5
1992 - 1993	5,6	0	5,6	0,5	0	11,5	1,3	3,9	14	1,4	0	0,4	14	44,2
1993 - 1994	20,1	0	19,3	15	3,8	3,9	3,5	0	0	0	0	0	20,1	65,1
1994 - 1995	12,5	6,9	1,7	2,8	14,2	0,4	24,6	4,5	0	3,9	0	0	24,6	71,5
1995 - 1996	6,7	1,2	2,6	12	22,7	10,1	16,8	17,1	26,7	31,4	21,8	10,5	31,4	179,7
1996 - 1997	8	11	4	4,3	10	10,7	2,5	5,3	11	16,9	28,5	9	28,5	120,7
1997 - 1998	17	2,9	2,5	11	13,2	10,7	15,7	16,8	38	23,1	13,7	2,6	38	204,4
1998 - 1999	12,5	1,2	13,1	6,8	11,42	3,4	3,4	7	3,3	3,5	0	13,1	13,1	33,7
1999 - 2000	17,5	30,4	8,5	15	0	0	4,9	1,7	30,4	5,9	0	4,3	30,4	118,7
2000 - 2001	9	6,7	3,4	8,9	29	4	2,1	10,5	10,6	0	0	1,7	29	85,9
2001 - 2002	10,9	12,5	6,6	6,9	2,7	0	2,4	2,6	2,7	7,9	1,8	3,3	12,5	60,3
2002 - 2003	7,9	6,3	5,4	6,8	42,5	7,4	1,3	5,1	9,3	9,1	1,9	0	42,5	103
2003 - 2004	11,2	22,6	13,1	11	0	1,7	13,1	26,4	29	7,1	4,5	8,9	29	148,2
2004 - 2005	12,6	8,1	14	16	8	10,3	11,9	3,5	0	6,7	5,6	1,9	16	98,2

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la série à la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau II-2 :

Tableau II-2 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=25ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=25} X_i$	563.9 mm
La moyenne des $P_{\max j}$ En (mm)	$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i = \frac{563.9}{25}$	22.56 mm
L'écart type « $\hat{\sigma}_x$ »	$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{25} (X_i - 22.56)^2}{25 - 1}}$	8.42 mm
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\hat{\sigma}_x}{\bar{X}} = \frac{8,42}{22,56}$	0.37
L'exposant climatique Il est donné par l'A.N.R.H De M'sila.	$b=0.33$	

II-6-1- Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur un papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement). Les deux lois d'ajustement généralement utilisées dans ce genre d'étude sont :

- Loi de GUMBEL.
- Loi de GALTON.

II-6-1-1- Ajustement à la loi de Gumbel :

La loi de GUMBEL a une fonction de répartition de la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II-2)$$

$$y = \alpha(x - x_0) \dots\dots\dots(II-3)$$

Et l'équation de la droite de GUMBEL est : $x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0$. [3]

Avec :

- x : Précipitation maximale journalière en (mm) qui correspond à une fréquence $F(x)$.
- x_0 : Paramètre de position en (mm).
- y : Variable réduite de "GUMBEL".
- α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif.

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de Gumbel, on doit suivre les étapes suivantes :

- 1- Classer les précipitations (x_i), observer par ordre croissant avec attribution d'un rang (1,2....., m) à chacun d'elles selon la formule de Hazen :

$$F(x_i) = \frac{m-0,5}{N} \dots\dots\dots (II-4)$$

Avec :

- N : La taille de la série ($N= 25$).
 - m : Numéro d'ordre.
- 2- Calculer la variable réduite de "GUMBEL" par la formule :

$$y = -\ln[-\ln F(x)] \dots\dots\dots (II-5)$$

- 3- Calcul des paramètres d'ajustement « α » et « x_0 ».

La droite de GUMBEL peut s'écrire sous la forme : $x = \left[\frac{1}{\alpha}\right]y + x_0 \dots\dots\dots (II-6)$

Avec :

- $\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de GUMBEL. $\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \dots\dots\dots (II-7)$
- x_0 : Ordonnée à l'origine. $x_0 = x - \frac{1}{\alpha}\bar{y} \dots\dots\dots (II-8)$

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de « x_0 » peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- 4- Calcul le coefficient de corrélation :

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x}) * (y_i - \bar{y})}{\left[\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 * \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2\right]^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (II-9)$$

- R : Coefficient de corrélation qui nous renseigne sur le degré de liaison entre les différents couples (x,y).
- \bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

- 5- Calculer le quantile $P_{max i 10\%}$ et son intervalle de confiance. [3]

La variable réduite égale (y) :

$$y = - \ln (- \ln F (90\%)) = 2,25$$

6- L'intervalle de confiance du quantile : [7]

L'intervalle de confiance à $\alpha\%$ sur un quantile x_F s'exprime en fonction de l'écart-type δ_x .

$$P_{max j 10\%} : P \in (28,38 < 33,55 < 44,97) = 95\%$$

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x = 0,78 * \sigma_x \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0,78 \times \sigma_x \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 8,42 = 6,57 \text{ mm}$$

$$\bar{y}: \text{Moyenne de la variable réduite de GUMBEL} : \bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=25} y}{N} = \frac{14,15}{25} = 0,58 \text{ mm}$$

$$x_0: \text{Représente l'ordonnée à l'origine} : x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y} = 22,56 - 6,56 * 0,58$$

$$\Rightarrow x_0 = 18,76 \text{ mm.}$$

Donc : la droite de GUMBEL devient :

$$x = 6,57 y + 18,76$$

D'ou :

$$P_{max}(P\%) = 6,57 y + 18,76$$

▪ Coefficient de corrélation :

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x}) * (y_i - \bar{y})}{[\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 * \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,98$$

On voit que $R = 0,98 > 0,8$, donc la corrélation est acceptable.

Les résultats de calculs sont reportés dans les tableaux II-3 :

Tableau II-3 : Résultat d'Ajustement des $P_{j \max}$ à la loi de Gumbel

Caractéristiques de la série	X	y
Moyenne	22,56	0,58
Ecart type	8,42	1,56
Coefficient de variation C_V	0,37	2,69
Coefficient de corrélation R	0,98	
Pente	6,57	
Ordonnée à l'origine X_0	18,76	
Droite de régression	$X = 6,57 y_i + 18,76$	
$P_{max j 10\%}$	33,55	

Tableau II- 4 : Ajustement des $P_{j \max}$ à la loi de Gumbel

Taille n=25	$X_0= 18,76$	I.C. à (en%)=95	U Gauss=1,96
	$g= 6,57$		

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne infér	Borne supér
18,6	12,40	1	0,020	-1,364	12,40	9,80	2,74	13,45
19,9	12,50	2	0,060	-1,034	12,50	11,97	6,13	15,27
27,2	12,50	3	0,100	-0,834	12,50	13,29	8,13	16,44
13,3	13,10	4	0,140	-0,676	13,10	14,32	9,66	17,40
15,6	13,30	5	0,180	-0,539	13,30	15,22	10,95	18,28
14,4	14,00	6	0,220	-0,415	14,00	16,04	12,08	19,12
12,4	14,40	7	0,260	-0,298	14,40	16,81	13,10	19,95
24,5	15,60	8	0,300	-0,186	15,60	17,55	14,05	20,78
12,5	15,60	9	0,340	-0,076	15,60	18,27	14,93	21,63
26,4	18,60	10	0,380	0,033	18,60	18,98	15,77	22,51
22,9	19,90	11	0,420	0,142	19,90	19,70	16,58	23,43
27,8	20,10	12	0,460	0,253	20,10	20,43	17,36	24,40
14	22,90	13	0,500	0,367	22,90	21,17	18,13	25,43
20,1	24,50	14	0,540	0,484	24,50	21,95	18,89	26,53
24,6	24,60	15	0,580	0,607	24,60	22,76	19,66	27,71
31,4	26,40	16	0,620	0,738	26,40	23,61	20,44	29,00
28,5	27,20	17	0,660	0,878	27,20	24,54	21,25	30,40
37,7	27,80	18	0,700	1,031	27,80	25,54	22,10	31,96
13,1	28,50	19	0,740	1,200	28,50	26,65	23,03	33,72
30,4	29,00	20	0,780	1,392	29,00	27,91	24,04	35,74
29	29,00	21	0,820	1,617	29,00	29,39	25,21	38,13
12,5	30,40	22	0,860	1,892	30,40	31,19	26,60	41,08
42,5	31,40	23	0,900	2,250	31,40	33,55	28,38	44,97
29	37,70	24	0,940	2,783	37,70	37,05	30,98	50,79
15,6	42,50	25	0,980	3,902	42,50	44,40	36,35	63,13

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,90	2,25	33,55	28,38	44,97	33,55	0,90	10,00

La représentation graphique de la loi de Gumbel :

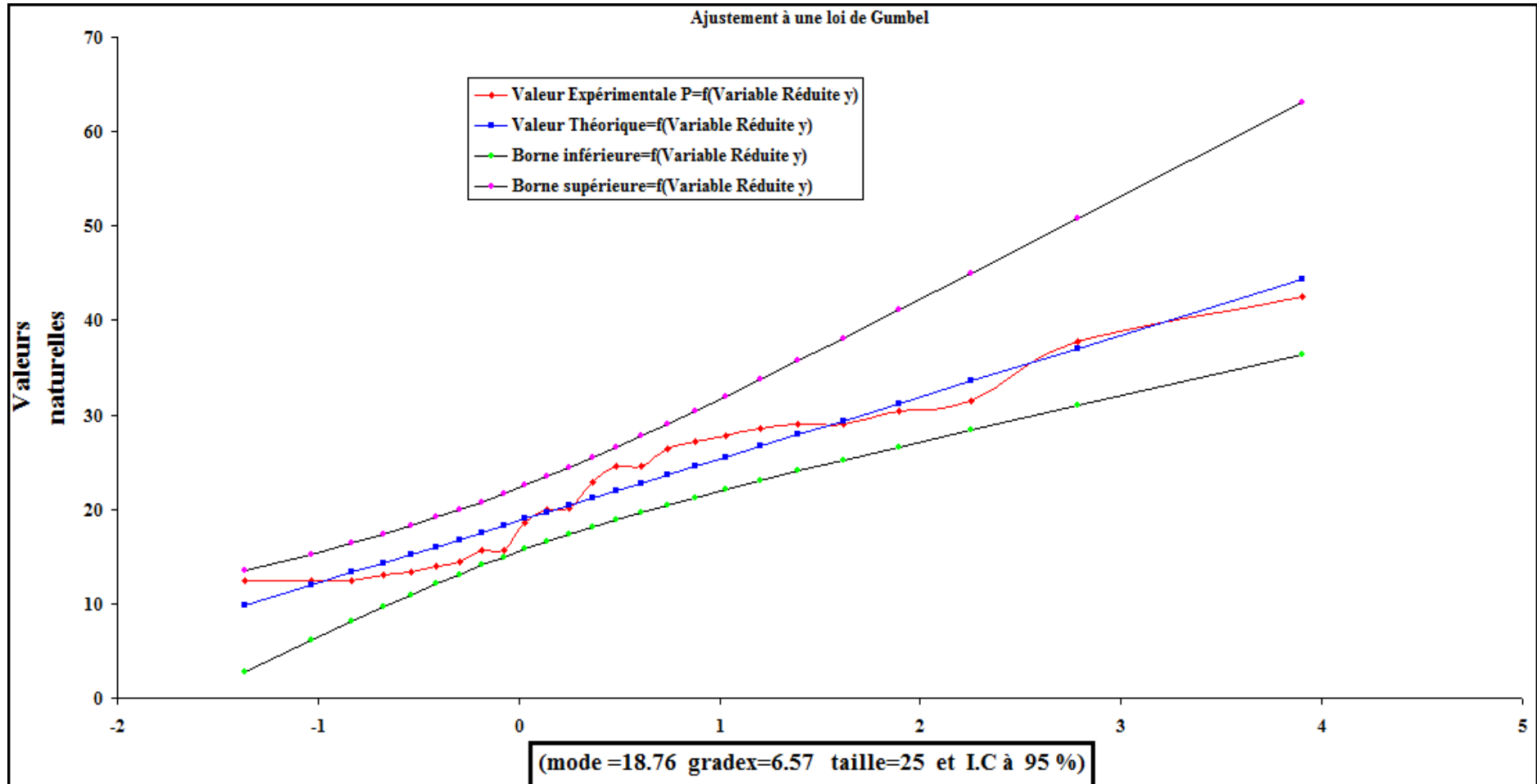


Figure II- 1:Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

II-6-1-2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi log-normal) :

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II. 10)$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

*** La variable réduite est de la forme :**

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots \dots \dots (II. 11)$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + \sigma \text{Log } u(p\%)$$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique. [2]

*** Procédé d'ajustement :**

- 1- Classement des valeurs par ordre croissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et $\sigma_{\text{Log } x}$.
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\text{Log } \bar{x}$ et $\sigma_{\text{Log } x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton : $\text{Log } x = \text{Log } \bar{x} + u\sigma_{\text{Log } x}$.
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp \% = 10^{\text{Log } xp \%}$$

d'ou:

$$xp \% = 10^{\text{Log } \bar{x} + up\% \sigma_{\text{Log } x}} \dots \dots \dots (II. 12)$$

☞ **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :**

Les résultats de calculs sont reportés dans le tableau II-5 :

Tableau II-5 : Résultat d'Ajustement à une loi de GALTON (Log-normale)

Caractéristiques de la série	
La moyenne de la série	1,41
Ecart type	0,21
L'équation de la droite de Galton	$P_{\max j}(10\%) = 10^{1,41+0,21(U(P\%))}$

On peut déterminer $P_{\max j}(10\%)$ par deux méthodes (graphique ou analytique), par la méthode analytique on trouve :

- $P_{\max j}(10\%) = 10^{\overline{\log X_1} + \sigma \log U(P\%)} = 10^{1,41+0,21(0.623)}$
- $P_{\max j}(10\%) = 34,75$ mm.

Et par conséquent la méthode graphique nous donne :

- $P_{\max j}(10\%) = 34,25$ mm.

L'intervalle de confiance du quantile :

- $P_{\max j}(10\%) : P(27,67 < 34,25 < 41,62) = 95\%$

Le résultat de calcul sont reportés dans le tableau II-6 :

Tableau II-6 : Ajustement à une loi de Galton (Log-normale)

Taille n= 25	Moy.log(x-xo) = 1,407052944	I.C. à (en%)= 95	U Gauss= 1,960
xo= 0	E.T. log(x-xo) = 0,206850966		

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne infér	Borne supér
18,6	12,40	1	0,015	-2,167	12,40	9,10	6,22	11,70
19,9	12,50	2	0,045	-1,691	12,50	11,41	8,29	14,21
27,2	12,50	3	0,076	-1,434	12,50	12,89	9,67	15,80
13,3	13,10	4	0,106	-1,248	13,10	14,09	10,79	17,10
15,6	13,30	5	0,136	-1,097	13,30	15,14	11,78	18,24
14,4	14,00	6	0,167	-0,967	14,00	16,10	12,70	19,29
12,4	14,40	7	0,197	-0,852	14,40	17,01	13,56	20,29
24,5	15,60	8	0,227	-0,748	15,60	17,88	14,39	21,26
12,5	15,60	9	0,258	-0,651	15,60	18,73	15,19	22,22
26,4	18,60	10	0,288	-0,559	18,60	19,56	15,98	23,16
22,9	19,90	11	0,318	-0,472	19,90	20,39	16,76	24,12
27,8	20,10	12	0,348	-0,389	20,10	21,21	17,53	25,08
14	22,90	13	0,379	-0,308	22,90	22,04	18,31	26,07
20,1	24,50	14	0,409	-0,229	24,50	22,89	19,09	27,08
24,6	24,60	15	0,439	-0,152	24,60	23,75	19,87	28,12
31,4	26,40	16	0,470	-0,076	26,40	24,62	20,67	29,21
28,5	27,20	17	0,500	0,000	27,20	25,53	21,48	30,34
37,7	27,80	18	0,530	0,076	27,80	26,47	22,32	31,53
13,1	28,50	19	0,561	0,152	28,50	27,45	23,18	32,80
30,4	29,00	20	0,591	0,229	29,00	28,48	24,07	34,15
29	29,00	21	0,621	0,308	29,00	29,57	25,01	35,60
12,5	30,40	22	0,652	0,389	30,40	30,73	25,99	37,17
42,5	31,40	23	0,682	0,472	31,40	31,97	27,03	38,89
29	37,70	24	0,712	0,559	37,70	33,32	28,14	40,78
15,6	42,50	25	0,742	0,651	42,50	34,80	29,34	42,90

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,9	0.623	34,25	27,67	41,62	34,25	0,900	10,0

La représentation graphique de la loi de Galton (log-normale) :

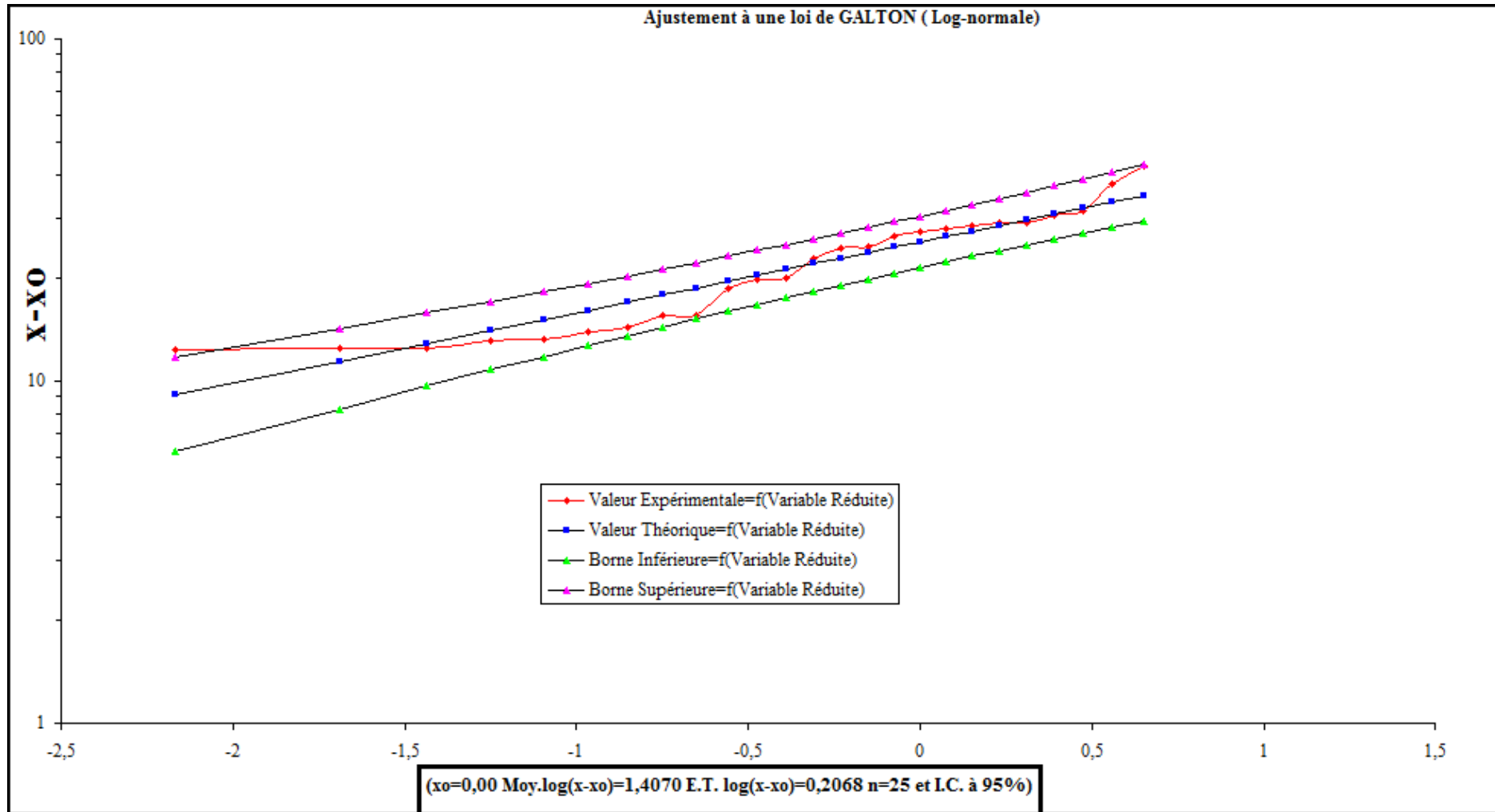


Figure II- 2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

II-7- Conclusion :

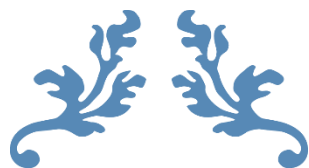
L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que l'ajustement de notre série de précipitations maximales journalières s'ajuste bien (graphiquement et analytiquement) aux deux lois (loi de GUMBEL et loi de GALTON). Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on opte pour la loi de GALTON. Donc on prend de l'intensité de pluie pour une fréquence décennale égale à :

30,37mm/h.

Equivalent à: $i = 84,36 \text{ l/s/ha}$.

CHAPITRE III



Calcul de base



Chapitre III : Calcul de base

III-1- Introduction :

Le réseau d'assainissement, quel que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à certains points à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie et averses.
- Assurer les drains des eaux usées ménagères, et des eaux vannes.

III-2- Etude de l'évolution de la population :

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^n \dots\dots\dots (III. 1)$$

Avec :

- P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.
- P_0 : Nombre d'habitants actuellement
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2,6 % (d'après L'A.P.C d'ouled Addi Geubala).
- n : écart d'années entre les deux horizons (2016-2041) $n = 25$ ans.

Tableau III. 1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Année	Nombre D'habitant	Taux D'accroissement (%)
2008	1995	2.6
2016	2450	2.6
2041	4654	2.6

Le choix de Taux d'accroissement interannuel moyen de la population se fait sur la base du développement du tissu urbain et l'horizon d'étude. Le taux d'accroissement de la population (T) en Algérie varie de 1,5 à 3,5 %. Pour notre zone d'étude en prend $T = 2,6$ % (selon le service de l'A.P.C d'Ouled Addi Geubala).

III-3- Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...).

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier selon suivant l'urbanisation et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes, les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. [3]

III-4- Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Dans le système d'évacuation, le mode de transport de ces eaux est fonction de leur origine.

Trois systèmes se présentent pour l'évacuation des eaux usées et pluviales :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif. [4]

III-4-1-Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau.

Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

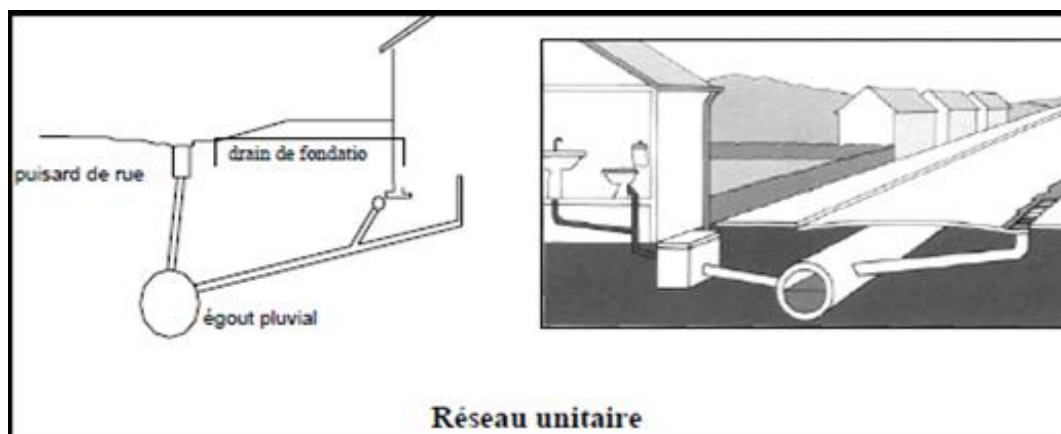


Figure III. 1 : Schéma de système unitaire

III-4-2- Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

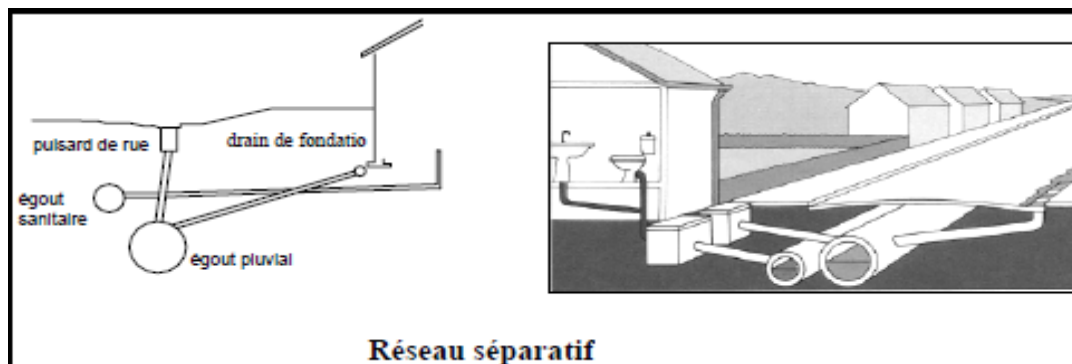


Figure III. 2 : Schéma de système séparatif

III-4-3- Système pseudo séparatif :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

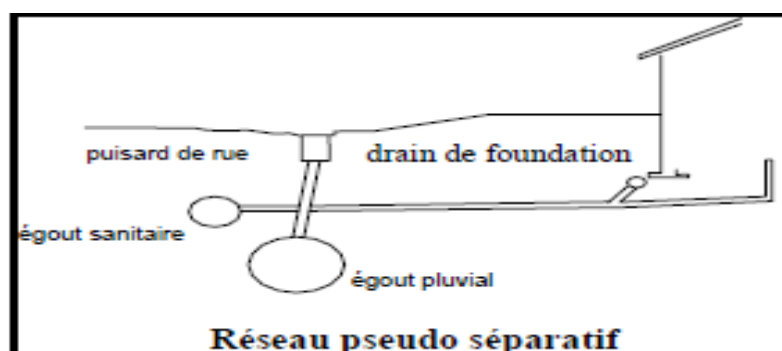


Figure III. 1 : Schéma de système pseudo- séparatif

III-5- Choix du système d'assainissement :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- 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 coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public. [5]

Remarque : Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire.

III-6- Différent schéma d'évacuation : [6]

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

III-6-1- Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours.

III-6-2- Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

III-6-3- Schéma transversal ou oblique :

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

III-6-4- Schéma latéral par zone étagée :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Ils permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

III-6-5- Schéma radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

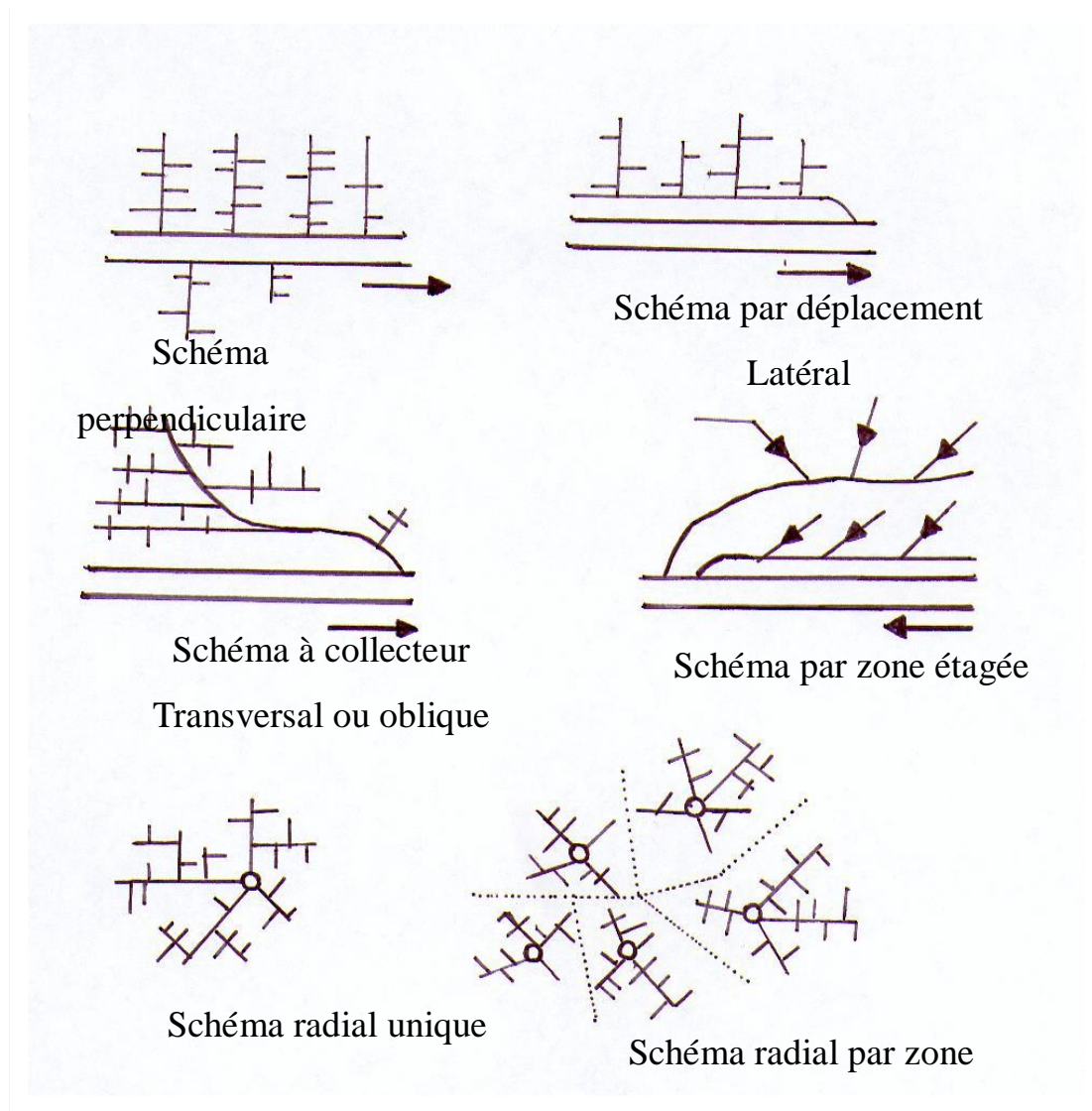


Figure III-4 : Schéma des différents types de réseaux d'assainissement

III-7- Principe du choix du le tracé du réseau :

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- ❖ La topographie du site.
- ❖ Implantation des canalisations dans le domaine public.
- ❖ Les conditions de rejet.
- ❖ Emplacement des cours d'eau et talweg.
- ❖ Emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :

- ❖ La profondeur des caves avoisinante.
- ❖ La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel. [7]

III-8- Choix des limites des sous bassins :

Le découpage des sous bassins est fait en tenant compte des paramètres suivants :

- Topographie du terrain.
- Les routes et voiries existantes.
- Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines...etc. [7]

III-9- Choix du coefficient de ruissellement :

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

$$C = \frac{A'}{A} \quad \text{Avec} \quad C_r \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

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

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air. [1]

Tableau III- 2 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population [6]

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

Tableau III- 3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [6]

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

Tableau III-4 : Coefficients de ruissellement en fonction de Types d'occupation du sol [7]

Types d'occupation du sol		Cr
Zone commercial		$0,7 \leq Cr \leq 0,95$
Zone résidentiel	Lotissement	$0,3 \leq Cr \leq 0,5$
	Collectif	$0,5 \leq Cr \leq 0,7$
	Habitats dispersés	$0,25 \leq Cr \leq 0,40$
Zone industriel		$0,5 \leq Cr \leq 0,85$
Parc et jardin publique		$0,10 \leq Cr \leq 0,25$
Terrain de sport		$0,20 \leq Cr \leq 0,35$
Terres agricoles	Drainées	$0,1 \leq Cr \leq 0,13$
	Non drainées	$0,03 \leq Cr < 0,09$

III-10- Calcul de la population de chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact des d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

III-10-1- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} * A_i}{A} \dots\dots\dots (III. 2)$$

$$\Rightarrow C_{rp} = \frac{23.76}{51.04} = 0.46$$

$$C_{rp} = 0.46$$

Avec :

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.
- A : Surface totale de la zone urbanisée.

III-10-2- Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P}{C_{rp} * A} \dots\dots\dots (III -3)$$

Avec :

- ✚ D_i : Densité partielle du sous bassin considéré.
- ✚ C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.
- ✚ C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- ✚ P : Population globale à l’horizon de calcul.
- ✚ A : Surface totale de la zone urbanisée.

III-10-3- Calcul du nombre d’habitant de chaque sous bassin : [7]

Le nombre d’habitant de chaque sous bassin est donné par l’expression :

$$P_i = D_i * A_i \dots\dots\dots (III-4)$$

Avec :

- ✚ D_i : Densité partielle du sous bassin considéré.
- ✚ P_i : Population de chaque sous bassin à l’horizon de calcul.
- ✚ A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.

Les résultats de calcul du nombre d’habitants des sous bassins de la zone I sont reportés dans les tableaux III-5 :

Tableau III-5 : Nombre d’habitants des sous bassins de la zone I

SB N°	Surface (m ²)	Surface (ha)	C _{ri}	A * C _{ri}	D _i	N ^{bre} D’habitant
SB 01	3266,89	0,33	0,35	0,114	68,63	22
SB 02	3186,09	0,32	0,34	0,108	66,67	21
SB 03	1649,08	0,16	0,54	0,089	105,89	17
SB 04	3049,42	0,30	0,33	0,101	64,71	20

SB N°	Surface (m ²)	Surface (ha)	C _{ri}	A * C _{ri}	D _i	N ^{bre} D'habitant
SB 05	4260,29	0,43	0,43	0,183	84,32	36
SB 06	1333,68	0,13	0,42	0,056	82,36	11
SB 07	1398,24	0,14	0,23	0,032	45,10	6
SB 08	1240,51	0,12	0,26	0,032	50,98	6
SB 09	944,46	0,09	0,24	0,023	47,06	5
SB 10	7135,42	0,71	0,21	0,150	41,18	29
SB 11	2170,91	0,22	0,22	0,048	43,14	9
SB 12	1659,16	0,17	0,41	0,068	80,40	13
SB 13	3194,01	0,32	0,23	0,073	45,10	14
Sb 14	1477,81	0,15	0,42	0,062	82,36	12
SB 15	1037,81	0,10	0,46	0,048	90,20	9
SB 16	1803,67	0,18	0,49	0,088	96,09	17
SB 17	2003,76	0,20	0,26	0,052	50,98	10
SB 18	3670,20	0,37	0,24	0,088	47,06	17
SB 19	2311,84	0,23	0,32	0,074	62,75	15
SB 20	2026,28	0,20	0,38	0,077	74,52	15
SB 21	2024,04	0,20	0,49	0,099	96,09	19
SB 22	1304,00	0,13	0,45	0,059	88,24	12
SB 23	1537,25	0,15	0,44	0,068	86,28	13
SB 24	2248,64	0,22	0,49	0,110	96,09	22
SB 25	2225,34	0,22	0,48	0,107	94,12	21
SB 26	2293,77	0,23	0,52	0,119	101,97	23
SB 27	999,10	0,10	0,51	0,051	100,01	10
SB 28	2297,77	0,23	0,57	0,131	111,77	26
SB 29	2626,06	0,26	0,59	0,155	115,70	30
SB 30	2155,18	0,22	0,48	0,103	94,12	20

SB N°	Surface (m ²)	Surface (ha)	C _{ri}	A * C _{ri}	D _i	N ^{bre} D'habitant
SB 31	2209,87	0,22	0,46	0,102	90,20	20
SB 32	2521,96	0,25	0,44	0,111	86,28	22
SB 33	2985,53	0,30	0,48	0,143	94,12	28
SB 34	6560,31	0,66	0,37	0,243	72,55	48
SB 35	9645,86	0,96	0,64	0,617	125,50	121
SB 36	2912,40	0,29	0,51	0,149	100,01	29
SB 37	12205,23	1,22	0,31	0,378	60,79	74
SB 38	2551,40	0,26	0,32	0,082	62,75	16
SB 39	12081,15	1,21	0,35	0,423	68,63	83
SB 40	2669,70	0,27	0,18	0,048	35,30	9
SB 41	1761,15	0,18	0,36	0,063	70,59	12
SB 42	1680,92	0,17	0,55	0,092	107,85	18
SB 43	1099,75	0,11	0,49	0,054	96,09	11
SB 44	1485,03	0,15	0,21	0,031	41,18	6
SB 45	3676,42	0,37	0,22	0,081	43,14	16
SB 46	4326,68	0,43	0,51	0,221	100,01	43
SB 47	2397,77	0,24	0,62	0,149	121,58	29
SB 48	3305,23	0,33	0,58	0,192	113,73	38
SB 49	2336,51	0,23	0,55	0,129	107,85	25
SB 50	2158,34	0,22	0,46	0,099	90,20	19
SB 51	2047,85	0,20	0,37	0,076	72,55	15
SB 52	2294,26	0,23	0,29	0,067	56,87	13
SB 53	1194,43	0,12	0,36	0,043	70,59	8
SB 54	1785,57	0,18	0,38	0,068	74,52	13
SB 55	3741,08	0,37	0,51	0,191	100,01	37
SB 56	1663,80	0,17	0,21	0,035	41,18	7
SB 57	5438,94	0,54	0,62	0,337	121,58	66
SB 58	2475,33	0,25	0,61	0,151	119,62	30
SB 59	1371,56	0,14	0,43	0,059	84,32	12
SB 60	3105,14	0,31	0,52	0,161	101,97	32

SB N°	Surface (m ²)	Surface (ha)	C _{ri}	A * C _{ri}	D _i	N ^{bre} D'habitant
SB 61	2726,94	0,27	0,44	0,120	86,28	24
SB 62	4106,54	0,41	0,41	0,168	80,40	33
SB 63	3192,41	0,32	0,19	0,061	37,26	12
SB 64	3640,25	0,36	0,18	0,066	35,30	13
SB 65	3207,43	0,32	0,44	0,141	86,28	28
SB 66	2524,78	0,25	0,44	0,111	86,28	22
SB 67	2228,39	0,22	0,46	0,103	90,20	20
SB 68	3108,24	0,31	0,47	0,146	92,16	29
SB 69	1374,18	0,14	0,47	0,065	92,16	13
SB 70	1145,97	0,11	0,48	0,055	94,12	11
SB 71	2112,20	0,21	0,19	0,040	37,26	8
SB 72	5266,06	0,53	0,39	0,205	76,48	40
SB 73	2659,42	0,27	0,62	0,165	121,58	32
SB 74	4118,65	0,41	0,59	0,243	115,70	48
SB 75	2293,03	0,23	0,51	0,117	100,01	23
SB 76	3135,02	0,31	0,52	0,163	101,97	32
SB 77	2643,30	0,26	0,48	0,127	94,12	25
SB 78	3540,69	0,35	0,38	0,135	74,52	26
SB 79	1463,08	0,15	0,49	0,072	96,09	14
SB 80	2436,30	0,24	0,63	0,153	123,54	30
SB 81	1453,65	0,15	0,55	0,080	107,85	16
SB 82	3442,42	0,34	0,52	0,179	101,97	35
SB 83	3820,52	0,38	0,41	0,157	80,40	31
SB 84	2524,13	0,25	0,31	0,078	60,79	15
SB 85	1700,70	0,17	0,38	0,065	74,52	13
SB 86	1916,68	0,19	0,47	0,090	92,16	18
SB 87	2084,57	0,21	0,36	0,075	70,59	15
SB 88	1869,22	0,19	0,58	0,108	113,73	21
SB 89	1641,43	0,16	0,38	0,062	74,52	12
SB 90	3834,89	0,38	0,46	0,176	90,20	35

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des sous bassins de la zone II sont reportés dans les tableaux III-6 :

Tableau III-6 : Nombre d'habitants des sous bassins de la zone II

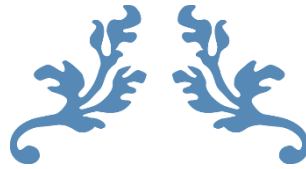
SB N°	Surface (m^2)	Surface (ha)	C_{ri}	$A * C_{ri}$	D_i	Nbre D'habitant
SB 91	2154,53	0,22	0,39	0,084	76,48	16
SB 92	1707,57	0,17	0,37	0,063	72,55	12
SB 93	3249,91	0,32	0,39	0,127	76,48	25
SB 94	1430,87	0,14	0,41	0,059	80,40	12
SB 95	1228,70	0,12	0,49	0,060	96,09	12
SB 96	7934,30	0,79	0,33	0,262	64,71	51
SB 97	4655,67	0,47	0,44	0,205	86,28	40
SB 98	1550,94	0,16	0,43	0,067	84,32	13
SB 99	870,17	0,09	0,55	0,048	107,85	9
SB 100	4174,67	0,42	0,52	0,217	101,97	43
SB 101	3209,18	0,32	0,38	0,122	74,52	24
SB 102	4369,05	0,44	0,47	0,205	92,16	40
SB 103	6238,31	0,62	0,46	0,287	90,20	56
SB 104	1653,19	0,17	0,56	0,093	109,81	18
SB 105	8467,37	0,85	0,38	0,322	74,52	63
SB 106	1857,78	0,19	0,37	0,069	72,55	13
SB 107	5358,96	0,54	0,35	0,188	68,63	37
SB 108	1929,40	0,19	0,26	0,050	50,98	10
SB 109	3309,01	0,33	0,48	0,159	94,12	31
SB 110	2006,68	0,20	0,29	0,058	56,87	11
SB 111	2561,94	0,26	0,51	0,131	100,01	26
SB 112	2978,41	0,30	0,41	0,122	80,40	24
SB 113	3488,38	0,35	0,46	0,160	90,20	31
SB 114	1254,72	0,13	0,42	0,053	82,36	10
SB 115	4235,31	0,42	0,43	0,182	84,32	36
SB 116	1231,21	0,12	0,43	0,053	84,32	10
SB 117	2496,40	0,25	0,44	0,110	86,28	22

SB N°	Surface (m ²)	Surface (ha)	C _{ri}	A * C _{ri}	D _i	N ^{bre} D'habitant
SB 118	3115,77	0,31	0,42	0,131	82,36	26
SB 119	1497,85	0,15	0,41	0,061	80,40	12
SB 120	4121,77	0,41	0,42	0,173	82,36	34
SB 121	3165,13	0,32	0,29	0,092	56,87	18
SB 122	3065,42	0,31	0,38	0,116	74,52	23
SB 123	1774,05	0,18	0,45	0,080	88,24	16
SB 124	3072,14	0,31	0,56	0,172	109,81	34
SB 125	3386,03	0,34	0,62	0,210	121,58	41
SB 126	2831,99	0,28	0,57	0,161	111,77	32
SB 127	1080,77	0,11	0,55	0,059	107,85	12
SB 128	1042,73	0,10	0,56	0,058	109,81	11
SB 129	1108,23	0,11	0,48	0,053	94,12	10
SB 130	1467,59	0,15	0,34	0,050	66,67	10
SB 131	2669,35	0,27	0,53	0,141	103,93	28
SB 132	4833,93	0,48	0,56	0,271	109,81	53
SB 133	6572,04	0,66	0,62	0,407	121,58	80
SB 134	5023,09	0,50	0,39	0,196	76,48	38
SB 135	1477,91	0,15	0,34	0,050	66,67	10
SB 136	5797,25	0,58	0,38	0,220	74,52	43
SB 137	1444,54	0,14	0,36	0,052	70,59	10
SB 138	2713,83	0,27	0,34	0,092	66,67	18
SB 139	11785,72	1,18	0,52	0,613	101,97	120
SB 140	80651,12	8,07	0,64	5,162	125,50	1012
SB 141	15688,59	1,57	0,57	0,894	111,77	175

III-11- Conclusion :

Après avoir fixé l'horizon d'étude 2041 avec une population 4654 habitants se répartie sur 141 sous bassins. Et déterminer les paramètres qui influent directement sur l'évaluation des débits tels que le coefficient de ruissellement, les surfaces des sous bassins, la densité de la population, nous avons adopté un système d'évacuation unitaire avec un Schéma transversal ou oblique.

CHAPITRE IV



Evaluation des Débits à évacuer



Chapitre IV : Evaluation des Débits à évacuer

IV-1- Introduction :

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

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

IV-2- Évaluation des débits d'eaux usées : [6]

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

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV-3- Origine et nature des eaux usées : [7]

On distingue les eaux d'origines suivantes :

IV-3-1- Eaux usées d'origine domestique :

a) Nature et origine :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout, ces eaux sont provenues de :

- Eaux vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.

b) Quantités à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer dépend des chiffres de consommation en eaux potable et qui à leurs tours dépendent de :

- Type d'habitats et leur degré de confort,
- Dotation en eaux potable,
- Conditions climatiques,
- Augmentation du niveau de vie des desservies,
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

IV-3-2- Eaux des services publics :

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

IV-3-3- Eaux industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures « in situ ».
- Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial.

Notre agglomération ne comporte pas d'industries. Les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et publique.

IV-3-4- les eaux usées d'équipements :

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité, à titre d'exemple :

- | | |
|---------------------------|--------------------------|
| – Ecoles : 10 l/j/ élève. | – CEM : 15 l/j/ élève. |
| – Douche : 50 l/ client. | – Mosquée : 20 l/ fidèle |

IV-4- Estimation du débit d'eau usée :

Le débit des eaux usées est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes :

IV-4-1- Eaux usées d'origine domestique : [1]**a) Evaluation du débit moyen journalier rejetée :**

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à laquelle on ajoute un coefficient de rejet K_r , ($K_r < 1$).

$$Q_{\text{moyj}} = K_r \cdot D \cdot N / 86400 \text{ (l/s)} \dots\dots\dots \text{(IV - 1)}$$

Avec :

Q_{moyj} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

K_r : Coefficient de rejet, on estime que **80%** de l'eau potable consommée est rejetée.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à **150 l / j / hab.**

N : Nombre d'habitants total, **$N = 4654$ habitants.**

Pour notre projet et comme notre agglomération est moyenne, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/ha, avec un nombre de population de 4654 habitants à l'horizon 2041, Le tableau IV-1 résume les résultats :

Tableau IV- 1: Besoins en eau domestique

Années	Nombre d'habitats	Dotation (l/j/ha)	Besoins en eau (m ³ /j)	Débit moyen journalier (l/s)
2008	1995	150	299,25	3,46
2016	2450	150	367,50	4,25
2041	4654	150	698,10	8,08

b) Evaluation du débit de pointe : [1]

L'évaluation de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement de l'installation sanitaire et du régime de consommation.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{\text{moyj}} \dots\dots\dots \text{(IV-2)}$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe.
- Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m³/j).
- K_p : Coefficient de pointe.

Ce coefficient est calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moyj}}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moyj}} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (\text{IV-3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moyj}} < 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (\text{IV-4})$$

Remarque :

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe K_p est estimée à partir du débit moyen, selon la relation (IV-2).

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées et des équipements, sont illustrés dans les tableaux IV- 4 et IV-5 ci-dessous :

IV-4-2- Eaux usées d'équipement :

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements, sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV- 2: Débit des équipements de la zone I

SB N°	Equipment	Unité	Nombre D'unité	Dotation (l/j/unit)	Q _{con moy} (l/s)	Q _{usé total} (l/s)
38	Anex APC	Employée	20	15	0,0035	0,0028
35	Ecole primaire	Élève	330	10	0,0380	0,0300
37	Stade comunel	m ²	5520	10	0,6400	0,5100
37	Mosquée	Fidèle	500	20	0,0290	0,0230
38	Clinique	m ²	100	10	0,0058	0,0046
38	Une poste	Employée	10	15	0,0017	0,0014
39	Cimetière	m ²	10973	10	1,2700	1,0160

Tableau IV- 3: Débit des équipements de la zone II

SB N°	Equipment	Unité	Nombre D'unité	Dotation (l/j/unit)	Q _{con moy} (l/s)	Q _{usé total} (l/s)
91	Mosquée	Fidèle	400	20	0,023	0,018

IV-4-3- Estimation des besoins des équipements en future :

Généralement la consommation des équipements est limitée entre 10% et 30% de la consommation domestique, dans notre cas pour le village d'Ouled Bia on prendra la consommation des équipements égale 10% de la consommation domestique ($Q_{\text{équi}} = 10\% Q_{\text{doms}}$).

Les débits des eaux usées domestiquent et les débits des eaux usées des équipements en cas de pointe sont respectivement récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV- 4: Débits d'eaux usées de pointe de la zone I

SB N°	N _{hab}	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _{pointe} (l/s)	K _r	Q _{eau usée Domestique rejetée} (l/s)	Q _{équi} (l/s)	Q _{pointes totales} (l/s)
SB 01	22	150	0,039	3	0,093	0,80	0,074	/	0,074
SB 02	21	150	0,037	3	0,088	0,80	0,070	/	0,070
SB 03	17	150	0,030	3	0,072	0,80	0,058	/	0,058
SB 04	20	150	0,034	3	0,082	0,80	0,065	/	0,065
SB 05	36	150	0,062	3	0,148	0,80	0,119	/	0,119
SB 06	11	150	0,019	3	0,045	0,80	0,036	/	0,036
SB 07	6	150	0,011	3	0,026	0,80	0,021	/	0,021
SB 08	6	150	0,011	3	0,026	0,80	0,021	/	0,021
SB 09	5	150	0,008	3	0,018	0,80	0,015	/	0,015
SB 10	29	150	0,051	3	0,121	0,80	0,097	/	0,097
SB 11	9	150	0,016	3	0,039	0,80	0,031	/	0,031
SB 12	13	150	0,023	3	0,055	0,80	0,044	/	0,044
SB 13	14	150	0,025	3	0,060	0,80	0,048	/	0,048
SB 14	12	150	0,021	3	0,050	0,80	0,040	/	0,040
SB 15	9	150	0,016	3	0,039	0,80	0,031	/	0,031
SB 16	17	150	0,030	3	0,072	0,80	0,057	/	0,057
SB 17	10	150	0,018	3	0,042	0,80	0,034	/	0,034
SB 18	17	150	0,030	3	0,071	0,80	0,057	/	0,057
SB 19	15	150	0,025	3	0,060	0,80	0,048	/	0,048
SB 20	15	150	0,026	3	0,062	0,80	0,050	/	0,050
SB 21	19	150	0,034	3	0,080	0,80	0,064	/	0,064
SB 22	12	150	0,020	3	0,048	0,80	0,038	/	0,038
SB 23	13	150	0,023	3	0,055	0,80	0,044	/	0,044
SB 24	22	150	0,038	3	0,089	0,80	0,071	/	0,071
SB 25	21	150	0,036	3	0,087	0,80	0,069	/	0,069
SB 26	23	150	0,041	3	0,097	0,80	0,077	/	0,077
SB 27	10	150	0,017	3	0,041	0,80	0,033	/	0,033

SB N°	N _{hab}	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _{pointe} (l/s)	K _r	Q eau usée Dom rejet (l/s)	Q équi (l/s)	Q pointes totales (l/s)
SB 28	26	150	0,045	3	0,106	0,80	0,085	/	0,085
SB 29	30	150	0,053	3	0,126	0,80	0,100	/	0,100
SB 30	20	150	0,035	3	0,084	0,80	0,067	/	0,067
SB 31	20	150	0,035	3	0,082	0,80	0,066	/	0,066
SB 32	22	150	0,038	3	0,090	0,80	0,072	/	0,072
SB 33	28	150	0,049	3	0,116	0,80	0,093	/	0,093
SB 34	48	150	0,083	3	0,197	0,80	0,157	/	0,157
SB 35	121	150	0,210	3	0,500	0,80	0,400	0,030	0,430
SB 36	29	150	0,051	3	0,120	0,80	0,096	/	0,096
SB 37	74	150	0,129	3	0,307	0,80	0,245	0,533	0,778
SB 38	16	150	0,028	3	0,066	0,80	0,053	0,009	0,062
SB 39	83	150	0,144	3	0,343	0,80	0,274	1,016	1,29
SB 40	9	150	0,016	3	0,039	0,80	0,031	/	0,031
SB 41	12	150	0,022	3	0,051	0,80	0,041	/	0,041
SB 42	18	150	0,031	3	0,075	0,80	0,060	/	0,060
SB 43	11	150	0,018	3	0,044	0,80	0,035	/	0,035
SB 44	6	150	0,011	3	0,025	0,80	0,020	/	0,020
SB 45	16	150	0,028	3	0,066	0,80	0,052	/	0,052
SB 46	43	150	0,075	3	0,179	0,80	0,143	/	0,143
SB 47	29	150	0,051	3	0,120	0,80	0,096	/	0,096
SB 48	38	150	0,065	3	0,155	0,80	0,124	/	0,124
SB 49	25	150	0,044	3	0,104	0,80	0,083	/	0,083
SB 50	19	150	0,034	3	0,080	0,80	0,064	/	0,064
SB 51	15	150	0,026	3	0,061	0,80	0,049	/	0,049
SB 52	13	150	0,023	3	0,054	0,80	0,043	/	0,043
SB 53	8	150	0,015	3	0,035	0,80	0,028	/	0,028
SB 54	13	150	0,023	3	0,055	0,80	0,044	/	0,044
SB 55	37	150	0,065	3	0,155	0,80	0,124	/	0,124
SB 56	26	150	0,012	3	0,028	0,80	0,023	/	0,023
SB 57	30	150	0,115	3	0,273	0,80	0,219	/	0,219

SB N°	N _{hab}	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _{pointe} (l/s)	K _r	Q _{eau usée Domestique rejetée} (l/s)	Q _{équi} (l/s)	Q _{pointes totales} (l/s)
SB 58	30	150	0,051	3	0,122	0,80	0,098	/	0,098
SB 59	12	150	0,020	3	0,048	0,80	0,038	/	0,038
SB 60	32	150	0,055	3	0,131	0,80	0,105	/	0,105
SB 61	24	150	0,041	3	0,097	0,80	0,078	/	0,078
SB 62	33	150	0,057	3	0,136	0,80	0,109	/	0,109
SB 63	12	150	0,021	3	0,049	0,80	0,039	/	0,039
SB 64	13	150	0,022	3	0,053	0,80	0,042	/	0,042
SB 65	28	150	0,048	3	0,114	0,80	0,091	/	0,091
SB 66	22	150	0,038	3	0,090	0,80	0,072	/	0,072
SB 67	20	150	0,035	3	0,083	0,80	0,066	/	0,066
SB 68	29	150	0,050	3	0,118	0,80	0,095	/	0,095
SB 69	13	150	0,022	3	0,052	0,80	0,042	/	0,042
SB 70	11	150	0,019	3	0,045	0,80	0,036	/	0,036
SB 71	8	150	0,014	3	0,033	0,80	0,026	/	0,026
SB 72	40	150	0,070	3	0,166	0,80	0,133	/	0,133
SB 73	32	150	0,056	3	0,134	0,80	0,107	/	0,107
SB 74	48	150	0,083	3	0,197	0,80	0,158	/	0,158
SB 75	23	150	0,040	3	0,095	0,80	0,076	/	0,076
SB 76	32	150	0,055	3	0,132	0,80	0,106	/	0,106
SB 77	25	150	0,043	3	0,103	0,80	0,082	/	0,082
SB 78	26	150	0,046	3	0,109	0,80	0,087	/	0,087
SB 79	14	150	0,024	3	0,058	0,80	0,046	/	0,046
SB 80	30	150	0,052	3	0,124	0,80	0,099	/	0,099
SB 81	16	150	0,027	3	0,065	0,80	0,052	/	0,052
SB 82	35	150	0,061	3	0,145	0,80	0,116	/	0,116
SB 83	31	150	0,053	3	0,127	0,80	0,102	/	0,102
SB 84	15	150	0,027	3	0,063	0,80	0,051	/	0,051
SB 85	13	150	0,022	3	0,052	0,80	0,042	/	0,042
SB 86	18	150	0,031	3	0,073	0,80	0,058	/	0,058
SB N°	N _{hab}	Dotation	Q _{moyj}	K _p	Q _{pointe}	K _r	Q _{eau usée}	Q _{équi}	Q _{pointes}

		(l/j/hab)	(l/s)		(l/s)		Domestique rejetée (l/s)	(l/s)	totales (l/s)
SB 87	15	150	0,026	3	0,061	0,80	0,049	/	0,049
SB 88	21	150	0,037	3	0,088	0,80	0,070	/	0,070
SB 89	12	150	0,021	3	0,051	0,80	0,040	/	0,040
SB 90	35	150	0,060	3	0,143	0,80	0,114	/	0,114

Tableau IV- 5: débit d'eaux usées de pointe de la zone II

SB N°	N _{hab}	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _{pointe} (l/s)	K _r	Q _{eau usée} Domestique rejetée (l/s)	Q _{équi} (l/s)	Q _{pointes} totales (l/s)
SB 91	16	150	0,029	3	0,068	0,80	0,054	0,018	0,072
SB 92	12	150	0,022	3	0,051	0,80	0,041	/	0,041
SB 93	25	150	0,043	3	0,103	0,80	0,082	/	0,082
SB 94	12	150	0,020	3	0,048	0,80	0,038	/	0,038
SB 95	12	150	0,020	3	0,049	0,80	0,039	/	0,039
SB 96	51	150	0,089	3	0,212	0,80	0,170	/	0,170
SB 97	40	150	0,070	3	0,166	0,80	0,133	/	0,133
SB 98	13	150	0,023	3	0,054	0,80	0,043	/	0,043
SB 99	9	150	0,016	3	0,039	0,80	0,031	/	0,031
SB100	43	150	0,074	3	0,176	0,80	0,141	/	0,141
SB101	24	150	0,042	3	0,099	0,80	0,079	/	0,079
SB102	40	150	0,070	3	0,166	0,80	0,133	/	0,133
SB103	56	150	0,098	3	0,233	0,80	0,186	/	0,186
SB104	18	150	0,032	3	0,075	0,80	0,060	/	0,060
SB105	63	150	0,110	3	0,261	0,80	0,209	/	0,209
SB106	13	150	0,023	3	0,056	0,80	0,045	/	0,045
SB107	37	150	0,064	3	0,152	0,80	0,122	/	0,122
SB108	10	150	0,017	3	0,041	0,80	0,033	/	0,033
SB109	31	150	0,054	3	0,129	0,80	0,103	/	0,103
SB110	11	150	0,020	3	0,047	0,80	0,038	/	0,038
SB111	26	150	0,044	3	0,106	0,80	0,085	/	0,085
SB112	24	150	0,042	3	0,099	0,80	0,079	/	0,079

SB N°	N _{hab}	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (l/s)	K _p	Q _{pointe} (l/s)	K _r	Q _{eau usée Domestique rejetée} (l/s)	Q _{équi} (l/s)	Q _{pointes totales} (l/s)
SB113	31	150	0,055	3	0,130	0,80	0,104	/	0,104
SB114	10	150	0,018	3	0,043	0,80	0,034	/	0,034
SB115	36	150	0,062	3	0,148	0,80	0,118	/	0,118
SB116	10	150	0,018	3	0,043	0,80	0,034	/	0,034
SB117	22	150	0,037	3	0,089	0,80	0,071	/	0,071
SB118	26	150	0,045	3	0,106	0,80	0,085	/	0,085
SB119	12	150	0,021	3	0,050	0,80	0,040	/	0,040
SB120	34	150	0,059	3	0,140	0,80	0,112	/	0,112
SB121	18	150	0,031	3	0,074	0,80	0,059	/	0,059
SB122	23	150	0,040	3	0,094	0,80	0,076	/	0,076
SB123	16	150	0,027	3	0,065	0,80	0,052	/	0,052
SB124	34	150	0,059	3	0,139	0,80	0,112	/	0,112
SB125	41	150	0,071	3	0,170	0,80	0,136	/	0,136
SB126	32	150	0,055	3	0,131	0,80	0,105	/	0,105
SB127	12	150	0,020	3	0,048	0,80	0,039	/	0,039
SB128	11	150	0,020	3	0,047	0,80	0,038	/	0,038
SB129	10	150	0,018	3	0,043	0,80	0,034	/	0,034
SB130	10	150	0,017	3	0,040	0,80	0,032	/	0,032
SB131	28	150	0,048	3	0,115	0,80	0,092	/	0,092
SB132	53	150	0,092	3	0,219	0,80	0,175	/	0,175
SB133	80	150	0,139	3	0,330	0,80	0,264	/	0,264
SB134	38	150	0,067	3	0,159	0,80	0,127	/	0,127
SB135	10	150	0,017	3	0,041	0,80	0,033	/	0,033
SB136	43	150	0,075	3	0,178	0,80	0,143	/	0,143
SB137	10	150	0,018	3	0,042	0,80	0,034	/	0,034
SB138	18	150	0,031	3	0,075	0,80	0,060	/	0,060
SB139	120	150	0,209	3	0,497	0,80	0,397	/	0,397
SB140	1012	150	1,757	3	4,182	0,80	3,346	/	3,346
SB141	175	150	0,304	3	0,725	0,80	0,580	/	0,580

IV-5- Évaluation des débits d'eaux pluviales : [1]

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée est prise en compte dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement, appelés à évacuer ces eaux pour une fréquence décennale.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, nous considérons les deux méthodes les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle

IV-5-1- La méthode rationnelle : [6]

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10 ha, Elle est facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, centre commerciaux...).

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 C_r , La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha * C_r * i * A \dots\dots\dots (IV-6)$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- A : surface de l'aire d'influence (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement, limite $0 < C_r < 1$.
- i : intensité de précipitation (l/s/ha).
- α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin,

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivants :

- L'intensité de l'averse en l/s/ha est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m³/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité ($i * A$).

- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

a) Validité de la méthode rationnelle : [1]

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha), le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du faite 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.

b) Temps de concentration : [1]

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné pour Atteindre à l'exutoire du bassin versant,

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots (IV-7)$$

Où :

- t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} \dots\dots\dots (IV-8)$$

- L : La longueur du tronçon considéré (m),
- v : La vitesse de l'eau dans le tronçon (m/s),
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage (bouche d'égout), ce temps varie de 1 à 20 min,
- t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad [\text{min}] \dots\dots\dots (IV-9)$$

Avec :

- I : La pente du terrain,
- L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km),

Trois cas peuvent être envisagés :

- 1- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$
- 2- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$
- 3- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$

- 4- Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation explicite concernant les bassins situés au nord Algérien défini comme suit :

$$t_c = 0,0195 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0,77} \dots\dots\dots (IV-10)$$

Où :

- L : Longueur du plus grand parcours de l'eau du sous bassin considéré (Km).
- I : La pente de sous bassin considéré.

c) Coefficient de correction (α) : [4]

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient correcteur α déterminé d'après une loi de répartition de pluie,

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0,006\sqrt{d/2} \dots\dots\dots (IV-11)$$

- Pour des bassins ramassés (carré ou cercle) :

$$\alpha = 1 - 0,005\sqrt{d/2} \dots\dots\dots (IV-12)$$

Où :

- d : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Remarque :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque sous bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient réducteur α s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

IV-5-2- Méthode superficielle : [7]

Cette méthode a été proposée par CAQUOT en 1949, Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle s'écrit comme suit :

$$Q(f) = K_u^{\frac{1}{u}} * I_u^{\frac{v}{u}} * C_{r,u}^{\frac{1}{u}} * A_u^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (IV-13)$$

Où :

- Q (f) : Débit d'eau pluvial de fréquence f= 90%, Q en [m³/s].
- K, u, v, w : Coefficients d'expression.
- I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré [m/m].

- C_r : Coefficient de ruissellement.
- A : Surface du sous bassin considéré [ha].

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} * a(f)}{6,6} \dots\dots\dots (IV-14)$$

$$v = -0,4b(f) \dots\dots\dots (IV-15)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots (IV-16)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots (IV-17)$$

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

$$i(t, f) = a(f) * t^{b(f)} \dots\dots\dots (IV-18)$$

Où :

- $i(t, f)$: Intensité de pluie de durée t ($t = 15$ min) et de fréquence f ($f = 90$ %).

a) Correction d'allongement : [1]

La formule de QUACOT n'est valable que pour un allongement moyen du bassin versant égale 2 ($M=2$) :

$$All = M = \frac{L}{\sqrt{A}} = 2 \dots\dots\dots (IV-19)$$

Avec :

- L : largeur du BV en [hectomètre],
- A : surface du BV en [ha],

Si $M \neq 2$ on doit corriger Q_p par un paramètre $\beta = \left[\frac{M}{2}\right]^{0,7b(t)} \dots\dots\dots (IV-20)$

(Généralement $b(t)=-0,5$).

Remarque :

La valeur de M doit obligatoirement être supérieure à 0,8. Valeur qui correspond à un bassin versant en forme de demi-cercle.

b) Détermination de la pente moyenne et le coefficient d'allongement équivalent :

L'application de la méthode de CAQUOT à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

**Tableau IV- 6: Les paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage
Des Bassins Versants en série ou en parallèle [8]**

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum l_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\sum \frac{L(t_c max)}{\sqrt{\sum A_i}}$

c) Validité de la méthode superficielle : [8]

La méthode superficielle est applicable si seulement si les conditions suivantes sont :

- La limite supérieure de la surface du bassin est 200 ha,
- La pente est comprise entre 0,2 % et 5%,
- Le coefficient de ruissellement supérieur à 20 %,
- Le coefficient d'allongement $M \geq 0,8$,

Remarque :

De façon plus qualitative, la méthode de CAQUOT ne s'applique correctement qu'à des bassins versants urbains, homogènes, équipé d'un réseau d'assainissement correctement dimensionné, sans ouvrages spéciaux (particulièrement de stockage), et fonctionnant à surface libre.

IV-6- Choix de la méthode de calcul :

Selon cette démarche théorique, nous pouvons conclure d'après les caractéristiques de village d'Ouled Bia, à savoir son caractère rural, ainsi que la superficie moyenne <10 ha, que la méthode rationnelle est la plus fiable que la méthode superficielle.

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Avec :

- ❖ Q_{ep} : Débit d'eau pluviale en (l/s).
- ❖ C_r : Coefficient de ruissellement, limite.
- ❖ i : Intensité de précipitation (l/s /ha).
- ❖ α : Coefficient correcteur de l'intensité.

Tableau IV- 7: Débits pluviaux des pointes de la zone I

SB N°	Surface (ha)	C_{ri}	i (l/s/ha)	α	Q_{ep} (l/s)
SB 01	0,33	0,35	84,36	1	9,65
SB 02	0,32	0,34	84,36	1	9,14
SB 03	0,16	0,54	84,36	1	7,51
SB 04	0,30	0,33	84,36	1	8,49
SB 05	0,43	0,43	84,36	1	15,45
SB 06	0,13	0,42	84,36	1	4,73
SB 07	0,14	0,23	84,36	1	2,71
SB 08	0,12	0,26	84,36	1	2,72
SB 09	0,09	0,24	84,36	1	1,91
SB 10	0,71	0,21	84,36	1	12,64
SB 11	0,22	0,22	84,36	1	4,03
SB 12	0,17	0,41	84,36	1	5,74
SB 13	0,32	0,23	84,36	1	6,20
SB 14	0,15	0,42	84,36	1	5,24
SB 15	0,10	0,46	84,36	1	4,03
SB 16	0,18	0,49	84,36	1	7,46
SB 17	0,20	0,26	84,36	1	4,39
SB 18	0,37	0,24	84,36	1	7,43
SB 19	0,23	0,32	84,36	1	6,24
SB 20	0,20	0,38	84,36	1	6,50
SB 21	0,20	0,49	84,36	1	8,37
SB 22	0,13	0,45	84,36	1	4,95
SB 23	0,15	0,44	84,36	1	5,71
SB 24	0,22	0,49	84,36	1	9,30
SB 25	0,22	0,48	84,36	1	9,01
SB 26	0,23	0,52	84,36	1	10,06
SB 27	0,10	0,51	84,36	1	4,30
SB 28	0,23	0,57	84,36	1	11,05

SB N°	Surface (ha)	C _{ri}	i (l/s/ha)	α	Q _{ep} (l/s)
SB 29	0,26	0,59	84,36	1	13,07
SB 30	0,22	0,48	84,36	1	8,73
SB 31	0,22	0,46	84,36	1	8,58
SB 32	0,25	0,44	84,36	1	9,36
SB 33	0,30	0,48	84,36	1	12,09
SB 34	0,66	0,37	84,36	1	20,48
SB 35	0,96	0,64	84,36	1	52,08
SB 36	0,29	0,51	84,36	1	12,53
SB 37	1,22	0,31	84,36	1	31,92
SB 38	0,26	0,32	84,36	1	6,89
SB 39	1,21	0,35	84,36	1	35,67
SB 40	0,27	0,18	84,36	1	4,05
SB 41	0,18	0,36	84,36	1	5,35
SB 42	0,17	0,55	84,36	1	7,80
SB 43	0,11	0,49	84,36	1	4,55
SB 44	0,15	0,21	84,36	1	2,63
SB 45	0,37	0,22	84,36	1	6,82
SB 46	0,43	0,51	84,36	1	18,61
SB 47	0,24	0,62	84,36	1	12,54
SB 48	0,33	0,58	84,36	1	16,17
SB 49	0,23	0,55	84,36	1	10,84
SB 50	0,22	0,46	84,36	1	8,38
SB 51	0,20	0,37	84,36	1	6,39
SB 52	0,23	0,29	84,36	1	5,61
SB 53	0,12	0,36	84,36	1	3,63
SB 54	0,18	0,38	84,36	1	5,72
SB 55	0,37	0,51	84,36	1	16,10
SB 56	0,17	0,21	84,36	1	2,95
SB 57	0,54	0,62	84,36	1	28,45
SB 58	0,25	0,61	84,36	1	12,74
SB 59	0,14	0,43	84,36	1	4,98
SB 60	0,31	0,52	84,36	1	13,62
SB 61	0,27	0,44	84,36	1	10,12
SB 62	0,41	0,41	84,36	1	14,20
SB 63	0,32	0,19	84,36	1	5,12
SB 64	0,36	0,18	84,36	1	5,53
SB 65	0,32	0,44	84,36	1	11,91
SB 66	0,25	0,44	84,36	1	9,37

SB N°	Surface (ha)	C _{ri}	i (l/s/ha)	α	Q _{ep} (l/s)
SB 67	0,22	0,46	84,36	1	8,65
SB 68	0,31	0,47	84,36	1	12,32
SB 69	0,14	0,47	84,36	1	5,45
SB 70	0,11	0,48	84,36	1	4,64
SB 71	0,21	0,19	84,36	1	3,39
SB 72	0,53	0,39	84,36	1	17,33
SB 73	0,27	0,62	84,36	1	13,91
SB 74	0,41	0,59	84,36	1	20,50
SB 75	0,23	0,51	84,36	1	9,87
SB 76	0,31	0,52	84,36	1	13,75
SB 77	0,26	0,48	84,36	1	10,70
SB 78	0,35	0,38	84,36	1	11,35
SB 79	0,15	0,49	84,36	1	6,05
SB 80	0,24	0,63	84,36	1	12,95
SB 81	0,15	0,55	84,36	1	6,74
SB 82	0,34	0,52	84,36	1	15,10
SB 83	0,38	0,41	84,36	1	13,21
SB 84	0,25	0,31	84,36	1	6,60
SB 85	0,17	0,38	84,36	1	5,45
SB 86	0,19	0,47	84,36	1	7,60
SB 87	0,21	0,36	84,36	1	6,33
SB 88	0,19	0,58	84,36	1	9,15
SB 89	0,16	0,38	84,36	1	5,26
SB 90	0,38	0,46	84,36	1	14,88

Tableau IV- 8: Débits pluviaux des pointes de la zone II

SB N°	Surface (ha)	C _{ri}	i (l/s/ha)	α	Q _{ep} (l/s)
SB 91	0,22	0,39	84,36	1	7,09
SB 92	0,17	0,37	84,36	1	5,33
SB 93	0,32	0,39	84,36	1	10,69
SB 94	0,14	0,41	84,36	1	4,95
SB 95	0,12	0,49	84,36	1	5,08
SB 96	0,79	0,33	84,36	1	22,09
SB 97	0,47	0,44	84,36	1	17,28
SB 98	0,16	0,43	84,36	1	5,63
SB 99	0,09	0,55	84,36	1	4,04
SB 100	0,42	0,52	84,36	1	18,31
SB 101	0,32	0,38	84,36	1	10,29
SB 102	0,44	0,47	84,36	1	17,32

SB N°	Surface (ha)	C _{ri}	i (l/s/ha)	α	Q _{ep} (l/s)
SB103	0,62	0,46	84,36	1	24,21
SB104	0,17	0,56	84,36	1	7,81
SB105	0,85	0,38	84,36	1	27,14
SB106	0,19	0,37	84,36	1	5,80
SB107	0,54	0,35	84,36	1	15,82
SB108	0,19	0,26	84,36	1	4,23
SB109	0,33	0,48	84,36	1	13,40
SB110	0,20	0,29	84,36	1	4,91
SB111	0,26	0,51	84,36	1	11,02
SB112	0,30	0,41	84,36	1	10,30
SB113	0,35	0,46	84,36	1	13,54
SB114	0,13	0,42	84,36	1	4,45
SB115	0,42	0,43	84,36	1	15,36
SB116	0,12	0,43	84,36	1	4,47
SB117	0,25	0,44	84,36	1	9,27
SB118	0,31	0,42	84,36	1	11,04
SB119	0,15	0,41	84,36	1	5,18
SB120	0,41	0,42	84,36	1	14,60
SB121	0,32	0,29	84,36	1	7,74
SB122	0,31	0,38	84,36	1	9,83
SB123	0,18	0,45	84,36	1	6,73
SB124	0,31	0,56	84,36	1	14,51
SB125	0,34	0,62	84,36	1	17,71
SB126	0,28	0,57	84,36	1	13,62
SB127	0,11	0,55	84,36	1	5,01
SB128	0,10	0,56	84,36	1	4,93
SB129	0,11	0,48	84,36	1	4,49
SB130	0,15	0,34	84,36	1	4,21
SB131	0,27	0,53	84,36	1	11,93
SB132	0,48	0,56	84,36	1	22,84
SB133	0,66	0,62	84,36	1	34,37
SB134	0,50	0,39	84,36	1	16,53
SB135	0,15	0,34	84,36	1	4,24
SB136	0,58	0,38	84,36	1	18,58
SB137	0,14	0,36	84,36	1	4,39
SB138	0,27	0,34	84,36	1	7,78
SB139	1,18	0,52	84,36	1	51,70
SB140	8,07	0,64	84,36	1	435,44
SB141	1,57	0,57	84,36	1	75,44

Tableau IV-9 : Tableau récapitulatif des résultats de la zone I

SB N°	Q eau usée domestique rejetée (l/s)	Q équi (l/s)	Q eau pluviale (l/s)	Q totale de SB (l/s)
SB 01	0,074	/	9,65	9,72
SB 02	0,070	/	9,14	9,21
SB 03	0,058	/	7,51	7,57
SB 04	0,065	/	8,49	8,55
SB 05	0,119	/	15,45	15,57
SB 06	0,036	/	4,73	4,76
SB 07	0,021	/	2,71	2,73
SB 08	0,021	/	2,72	2,74
SB 09	0,015	/	1,91	1,93
SB 10	0,097	/	12,64	12,74
SB 11	0,031	/	4,03	4,06
SB 12	0,044	/	5,74	5,78
SB 13	0,048	/	6,20	6,25
SB 14	0,040	/	5,24	5,28
SB 15	0,031	/	4,03	4,06
SB 16	0,057	/	7,46	7,51
SB 17	0,034	/	4,39	4,43
SB 18	0,057	/	7,43	7,49
SB 19	0,048	/	6,24	6,29
SB 20	0,050	/	6,50	6,55
SB 21	0,064	/	8,37	8,43
SB 22	0,038	/	4,95	4,99
SB 23	0,044	/	5,71	5,75
SB 24	0,071	/	9,30	9,37
SB 25	0,069	/	9,01	9,08
SB 26	0,077	/	10,06	10,14
SB 27	0,033	/	4,30	4,33
SB 28	0,085	/	11,05	11,13
SB 29	0,100	/	13,07	13,17
SB 30	0,067	/	8,73	8,79
SB 31	0,066	/	8,58	8,64
SB 32	0,072	/	9,36	9,43
SB 33	0,093	/	12,09	12,18
SB 34	0,157	/	20,48	20,63
SB 35	0,400	0,030	52,08	52,51
SB 36	0,096	/	12,53	12,63
SB 37	0,245	0,533	31,92	32,70

SB N°	Q eau usée domestique rejetée (l/s)	Q équi (l/s)	Q eau pluviale (l/s)	Q totale de SB (l/s)
SB 38	0,053	0,009	6,89	6,95
SB 39	0,274	1,016	35,67	36,96
SB 40	0,031	/	4,05	4,08
SB 41	0,041	/	5,35	5,39
SB 42	0,060	/	7,80	7,86
SB 43	0,035	/	4,55	4,58
SB 44	0,020	/	2,63	2,65
SB 45	0,052	/	6,82	6,88
SB 46	0,143	/	18,61	18,76
SB 47	0,096	/	12,54	12,64
SB 48	0,124	/	16,17	16,30
SB 49	0,083	/	10,84	10,92
SB 50	0,064	/	8,38	8,44
SB 51	0,049	/	6,39	6,44
SB 52	0,043	/	5,61	5,66
SB 53	0,028	/	3,63	3,66
SB 54	0,044	/	5,72	5,77
SB 55	0,124	/	16,10	16,22
SB 56	0,023	/	2,95	2,97
SB 57	0,219	/	28,45	28,67
SB 58	0,098	/	12,74	12,84
SB 59	0,038	/	4,98	5,01
SB 60	0,105	/	13,62	13,73
SB 61	0,078	/	10,12	10,20
SB 62	0,109	/	14,20	14,31
SB 63	0,039	/	5,12	5,16
SB 64	0,042	/	5,53	5,57
SB 65	0,091	/	11,91	12,00
SB 66	0,072	/	9,37	9,44
SB 67	0,066	/	8,65	8,71
SB 68	0,095	/	12,32	12,42
SB 69	0,042	/	5,45	5,49
SB 70	0,036	/	4,64	4,68
SB 71	0,026	/	3,39	3,41
SB 72	0,133	/	17,33	17,46
SB 73	0,107	/	13,91	14,02
SB 74	0,158	/	20,50	20,66
SB 75	0,076	/	9,87	9,94

SB N°	Q eau usée domestique rejetée (l/s)	Q équi (l/s)	Q eau pluviale (l/s)	Q totale de SB (l/s)
SB 76	0,106	/	13,75	13,86
SB 77	0,082	/	10,70	10,79
SB 78	0,087	/	11,35	11,44
SB 79	0,046	/	6,05	6,09
SB 80	0,099	/	12,95	13,05
SB 81	0,052	/	6,74	6,80
SB 82	0,116	/	15,10	15,22
SB 83	0,102	/	13,21	13,32
SB 84	0,051	/	6,60	6,65
SB 85	0,042	/	5,45	5,49
SB 86	0,058	/	7,60	7,66
SB 87	0,049	/	6,33	6,38
SB 88	0,070	/	9,15	9,22
SB 89	0,040	/	5,26	5,30
SB 90	0,114	/	14,88	15,00

Tableau IV-10 : Tableau récapitulatif des résultats de la zone II

SB N°	Q eau usée domestique rejetée (l/s)	Q équi (l/s)	Q eau pluviale (l/s)	Q totale de SB (l/s)
SB 91	0,054	0,018	7,09	7,16
SB 92	0,041	/	5,33	5,37
SB 93	0,082	/	10,69	10,77
SB 94	0,038	/	4,95	4,99
SB 95	0,039	/	5,08	5,12
SB 96	0,170	/	22,09	22,26
SB 97	0,133	/	17,28	17,41
SB 98	0,043	/	5,63	5,67
SB 99	0,031	/	4,04	4,07
SB100	0,141	/	18,31	18,45
SB101	0,079	/	10,29	10,37
SB102	0,133	/	17,32	17,46
SB103	0,186	/	24,21	24,39
SB104	0,060	/	7,81	7,87
SB105	0,209	/	27,14	27,35
SB106	0,045	/	5,80	5,84
SB107	0,122	/	15,82	15,94
SB108	0,033	/	4,23	4,26
SB109	0,103	/	13,40	13,50
SB110	0,038	/	4,91	4,95

SB N°	Q eau usée domestique rejetée (l/s)	Q équi (l/s)	Q _{eau pluviale} (l/s)	Q totale de SB (l/s)
SB111	0,085	/	11,02	11,11
SB112	0,079	/	10,30	10,38
SB113	0,104	/	13,54	13,64
SB114	0,034	/	4,45	4,48
SB115	0,118	/	15,36	15,48
SB116	0,034	/	4,47	4,50
SB117	0,071	/	9,27	9,34
SB118	0,085	/	11,04	11,12
SB119	0,040	/	5,18	5,22
SB120	0,112	/	14,60	14,72
SB121	0,059	/	7,74	7,80
SB122	0,076	/	9,83	9,90
SB123	0,052	/	6,73	6,79
SB124	0,112	/	14,51	14,63
SB125	0,136	/	17,71	17,85
SB126	0,105	/	13,62	13,72
SB127	0,039	/	5,01	5,05
SB128	0,038	/	4,93	4,96
SB129	0,034	/	4,49	4,52
SB130	0,032	/	4,21	4,24
SB131	0,092	/	11,93	12,03
SB132	0,175	/	22,84	23,01
SB133	0,264	/	34,37	34,64
SB134	0,127	/	16,53	16,65
SB135	0,033	/	4,24	4,27
SB136	0,143	/	18,58	18,73
SB137	0,034	/	4,39	4,42
SB138	0,060	/	7,78	7,84
SB139	0,397	/	51,70	52,10
SB140	3,346	/	435,44	438,78
SB141	0,580	/	75,44	76,02

IV-7- Conclusion :

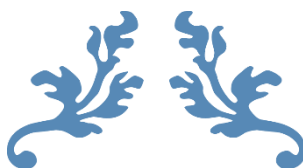
Dans nos calculs des débits, on adoptera les paramètres suivants :

Notre agglomération ne comporte pas de grandes unités industrielles, donc les débits d'eau usée d'origine industrielle ne seront pas quantifiés, les eaux usées d'origine publique, seront prises en compte dans la quantification des eaux usées d'origine domestique. Pour le calcul de la quantité d'eaux usées on adopte une dotation de consommation en eau potable de 150 l/j/habitant.

Pour le calcul des débits pluviaux, on a utilisé la méthode rationnelle car les surfaces des sous bassins versent sont faibles.

Après les calculs des débits d'eaux pluviales et usée on a remarqué que l'augmentation des débits pluviaux par rapport aux débits d'eau usée présente une faible augmentation.

CHAPITRE V



Calcul hydraulique du réseau d'assainissement



Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

V-1- Introduction :

Une fois que la totalité des débits est déterminée, on passe au calcul du réseau d'assainissement et à sa conception. Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer une évacuation des eaux usées dans des bonnes conditions en d'hors des zones urbaines.

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

V-2- Conception du réseau : [6]

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

Les collecteurs sont définis par leur :

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

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

- ❖ Emplacement (en plan).
- ❖ Profondeur.
- ❖ Côtés.

V-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement : [8]

V-3-1- Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène, il faut que la vitesse d'écoulement satisfasse aux conditions suivantes :

- Une vitesse d'au moins 0,6 m/s pour le un dixième (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse d'au moins 0,3 m/s pour le un centième (1/100) du débit de pleine section. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, les vitesses d'écoulement doivent de même respecter des limites supérieures admissibles.

- Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.
- En ce que concerne la vitesse limite, on peut admettre une vitesse atteignant 6 m/s pour les canalisations en béton ordinaire (surtout avec armature)
- Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager du décrochement dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards des chutes.

V-3-2- Mode de calcul : [6]

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- 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.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- 1- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact de l'eau [m].
- 2- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau [m²].

- 3- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé [m].

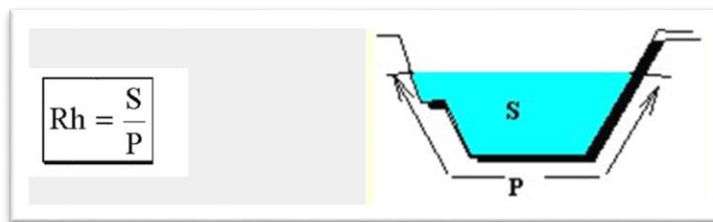


Figure V- 1: Schéma représente la surface et le périmètre mouillés [7]

- 4- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique [m^3/s] et la section [m^2].
 5- L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régie par la formule de la continuité :

$$Q = v * s \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

- Q : Débit [m^3/s].
- v : Vitesse d'écoulement [m/s].
- S : Section mouillée [m^2].

Pour le dimensionnement de notre réseau on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$v = c * \sqrt{R_h * I} \dots\dots\dots (V-2)$$

Où :

- c : Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydraulique et géométrique de l'écoulement. Le coefficient "c" est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$c = \frac{87 * R_h}{n + \sqrt{R_h}} \dots\dots\dots (V-3)$$

- n : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

✚ $n = 0,009$ pour les tuyaux en PVC.

✚ $n = 0,013$ pour les tuyaux en béton.

6- Calcule de diamètre de réseau d'assainissement : [6]

$$\emptyset = \left[\frac{n}{0.03117} \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe à l'amont de la conduite [m^3/s].
- I : la pente de pose de conduite en %.
- D : Diamètre approximatif ou théorique [m].
- n : Coefficient de Manning sans unité qui dépend du matériau utilisé pour la fabrication de l'ouvrage de drainage utilisé.

7- Normaliser le diamètre (D) en fonction du diamètre calculé (\emptyset) de façon à avoir $D \geq \emptyset$ disponible sur le marché.

8- Calculer les caractéristiques à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{n} D^{\frac{8}{3}} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V-5)$$

$$v_{ps} = \frac{4Q_{ps}}{\pi D^2} \dots\dots\dots (V-6)$$

$$r_Q = \frac{Q_p}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (V-7)$$

En fonction de la valeur calculée pour " r_Q " on déterminé à partir de l'abaque (Annexe B) deux valeurs correspondant qui sont r_h et r_v :

- Rapport des vitesses : $r_v = \frac{v}{v_{ps}} \dots\dots\dots (V-8)$
- Rapport des hauteurs : $r_h = \frac{h}{D} \dots\dots\dots (V-9)$

Avec :

- Q_p : Débit véhiculé par la conduite circulaire [m^3/s].
- v : Vitesse de circulation de l'eau [m/s].
- h : Hauteur de remplissage dans la conduite [m].
- I : Pente du collecteur [m/m].
- Q_{ps} : Débit de pleine section [m^3/s].
- v_{ps} : Vitesse à pleine section [m/s].
- D : Diamètre normalisé de la conduite [mm].

9- Evaluer de la vitesse effective ainsi que la hauteur de remplissage :

$$v = r_v * v_{ps} \dots\dots\dots (V-10)$$

$$h = r_h * D \dots\dots\dots (V-11)$$

Après le calcul de la vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite $v = f(Q_p, I, D)$, on passe à l'étape de vérification de façon à avoir $v \leq 4$ à 5 m/s.

En utilisant la méthode des régressions polynomiales et à partir des formules de Bazin nous avons établi les relations entre r_q et r_v , ainsi entre r_q et r_h . Les relations sont les suivantes :

$$r_v = -25,63 * r_Q^6 + 93,647 * r_Q^5 - 134,25 * r_Q^4 + 95,24 * r_Q^3 - 35,151 * r_Q^2 + 7,0395 * r_Q + 0,2263 \dots\dots\dots (V-12)$$

$$r_h = -11,423 * r_Q^6 + 40,641 * r_Q^5 - 55,497 * r_Q^4 + 37,11 * r_Q^3 - 12,857 * r_Q^2 + 2,8373 * r_Q + 0,0359 \dots\dots\dots (V-13)$$

V-3-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le résultat de dimensionnement des collecteurs est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau V- 1: Le résultat de dimensionnement du collecteur secondaire 01 (R01-R05)

N°SB	Tronçon	TN amont	TN aval	Cote R Amont (m)	Cote R Aval (m)	Dist (m)	Q _t (l/s)	Pente %	D (mm)	D N (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	r _q	H/D	r _v	V (m/s)
SB01	R01-R02	499,88	499,83	498,38	498,23	35,01	9,72	0,24	159	315	52,79	0,75	0,18	0,2985	0,79	0,64
SB03	R02-R03	499,83	499,77	498,23	498,13	35,03	17,29	0,27	191	315	57,81	0,82	0,30	0,3724	0,87	0,71
	R03-R05	499,77	499,40	498,13	497,90	40,75	17,29	0,91	139	315	133,10	1,88	0,13	0,2545	0,72	1,36

Tableau V- 2 : Le résultat de dimensionnement du collecteur secondaire 03 (R10-R11)

N°SB	Tronçon	TN amont	TN aval	Cote R Amont (m)	Cote R Aval (m)	Dist (m)	Q _t (l/s)	Pente %	D (mm)	D N (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	r _q	H/D	r _v	V (m/s)
SB06	R10-R11	493,77	492,97	491,97	491,17	37,88	4,76	2,11	73	315	203,00	2,87	0,02	0,0958	0,37	1,07

Tableau V- 3 : Le résultat de dimensionnement du collecteur secondaire 04 (R19-R23)

N°SB	Tronçon	TN amont	TN aval	Cote R Amont (m)	Cote R Aval (m)	Dist (m)	Q _t (l/s)	Pente %	D (mm)	D N (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	r _q	H/D	r _v	V (m/s)
SB12	R19-R20	485,40	484,93	482,40	481,25	28,48	5,78	1,65	83	315	179,44	2,54	0,03	0,1152	0,42	1,07
SB13	R20-R21	484,93	484,31	481,25	482,31	40,46	12,03	1,53	110	315	172,92	2,45	0,07	0,1823	0,57	1,41
SB14	R21-R22	484,31	483,75	482,31	481,75	29,50	17,30	1,90	121	315	192,46	2,72	0,09	0,2107	0,64	1,73
SB15	R22-R23	483,75	483,13	481,75	480,63	48,40	21,36	1,28	141	315	158,10	2,24	0,14	0,2594	0,73	1,63

Tableau V- 4 : Le résultat de dimensionnement du collecteur principale 02 (R04-R31) [collecteurs 01-03-04]

N°SB	Tronçon	TN amont	TN aval	Cote Amont (m)	Cote Aval (m)	Dist (m)	Qt (l/s)	Pente %	D (mm)	D N (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	r _q	H/D	r _v	V (m/s)
SB02	R04-R05	500,27	499,40	498,27	497,90	30,55	9,21	2,85	89	315	235,72	3,34	0,04	0,1292	0,45	1,51
SB04	R05-R06	499,40	498,04	497,90	496,04	44,15	35,05	3,08	145	315	245,16	3,47	0,14	0,2664	0,74	2,57
SB05	R06-R07	498,04	497,40	496,04	494,90	42,90	50,63	1,49	190	315	170,61	2,41	0,30	0,3709	0,87	2,09
	R07-R09	497,40	494,09	494,90	492,09	85,63	50,63	3,87	159	315	274,63	3,89	0,18	0,2986	0,79	3,07
SB07	R09-R11	494,09	492,97	492,09	491,17	43,48	53,36	2,58	175	315	224,19	3,17	0,24	0,3342	0,83	2,64
SB08	R11-R12	492,97	491,75	491,17	489,95	34,22	60,86	3,57	173	315	263,75	3,73	0,23	0,3296	0,83	3,08
SB09	R12-R13	491,75	490,11	489,95	488,11	46,40	62,79	3,53	175	315	262,61	3,72	0,24	0,3349	0,83	3,09
	R13-R15	490,11	487,12	488,11	484,62	85,46	62,79	3,50	176	315	261,28	3,70	0,24	0,3356	0,83	3,08
SB10	R15-R16	487,12	485,66	484,62	482,66	41,81	75,53	3,49	188	315	261,03	3,69	0,29	0,3663	0,86	3,18
SB11	R16-R17	485,66	485,06	482,66	482,56	43,43	79,59	1,38	228	315	164,18	2,32	0,48	0,4930	0,99	2,30
	R17-R23	485,06	483,84	482,56	480,84	91,19	79,59	1,34	230	315	161,57	2,29	0,49	0,4980	0,99	2,27
SB16	R23-R24	483,84	482,56	480,84	480,56	46,96	108,46	2,73	226	315	230,62	3,26	0,47	0,4838	0,98	3,20
	R24-R25	482,56	481,13	480,56	479,13	44,30	108,46	3,23	219	315	250,97	3,55	0,43	0,4589	0,95	3,38
	R25-R31	481,13	478,21	479,13	476,21	140,07	108,46	2,08	238	315	201,68	2,85	0,54	0,5258	1,02	2,92

Tableau V- 5 : Le résultat de dimensionnement du collecteur secondaire 10 (R81-R82)

N°SB	Tronçon	TN amont	TN aval	Cote R Amont (m)	Cote R Aval (m)	Dist (m)	Qt (l/s)	Pente %	D (mm)	D N (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	r _q	H/D	r _v	V (m/s)
SB23	R81-R82	480,59	479,87	478,79	478,07	24,32	5,75	2,96	74	315	240,35	3,40	0,02	0,0969	0,38	1,28

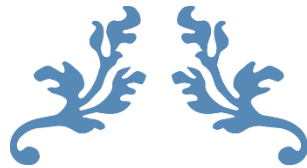
V-4- Conclusion :

A travers ce chapitre, le dimensionnement des réseaux d'assainissement des deux zones de village d'Ouled Bia est effectué à l'aide d'un abaque qui exprime la variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage. Le résultat de calcul montre que :

- Les vitesses réelles d'écoulement sont dans l'ensemble acceptables car elles sont inférieures à 6 m/s (limite supérieur).
- Les vitesses d'auto curage sont respectées presque dans tout le réseau qui sont supérieur à 0,6 m/s.

Les résultats de dimensionnement obtenu (débit Q, vitesse V, diamètre D) avec les paramètres topographiques de terrain (cotes TN et les cotes radies des regards) et les pentes des canalisations, sont représentées dans l'annexe A de la mémoire.

CHAPITRE VI



Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement



Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

VI-1- Introduction :

Le captage et l'évacuation des eaux usées et des eaux de ruissellement se fait à l'aide du réseau d'égouts conçue pour fonctionner de préférence en écoulement gravitaires.

Les éléments constitutifs du réseau d'égouts se subdivisent-en :

- Ouvrages principaux : C'est les ouvrages qui ont pour rôle l'évacuation des eaux jusqu'à leur point de rejet.
- Ouvrages annexes : Ils ont pour rôle de faciliter l'exploitation et l'entretien du réseau.

VI -2-Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. D'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour pallier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI- 1 : diamètres des conduites circulaires
Équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes [7]**

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VI-2-1- Canalisations : [9]

a) Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

a-1- Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériau pour évacuer les eaux usées industrielles.

a-2- Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

a-3- Conduites en béton armé :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

a-4- Conduites en grès artificiels :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

a-5- Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de série « assainissement » du type sans emboîtement, le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit anti-acide.

a-6- conduite en matières plastique :

On distingue :

- Les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.
- Résistance à la corrosion chimique.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.

b) Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auquel les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

Dans notre projet, nous avons opté pour :

- Les conduites en PVC pour les extensions pour les conduites des diamètres inférieur ou égale 500 mm ($\varnothing \leq 500\text{mm}$).
- Les conduites en béton et béton armé pour les conduites des diamètres supérieur 500mm ($\varnothing > 500\text{mm}$).

c) Les joints : [7]

Les joints utilisés généralement sont : les joints Rocla, torique, à demi emboîtement, à collet, les joints plastique et Les joints des conduites en béton.

c-1- Joint type Rocla:

C'est des joints à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longis, Le jeu de 1cm permet le non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées.

c-2- Joint à demi-emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

c-3- Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1cm.

c-4- Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide avec coulage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

c-5- Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

c-6- Les joints des conduites en béton :

Pour avoir une bonne étanchéité quel que soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

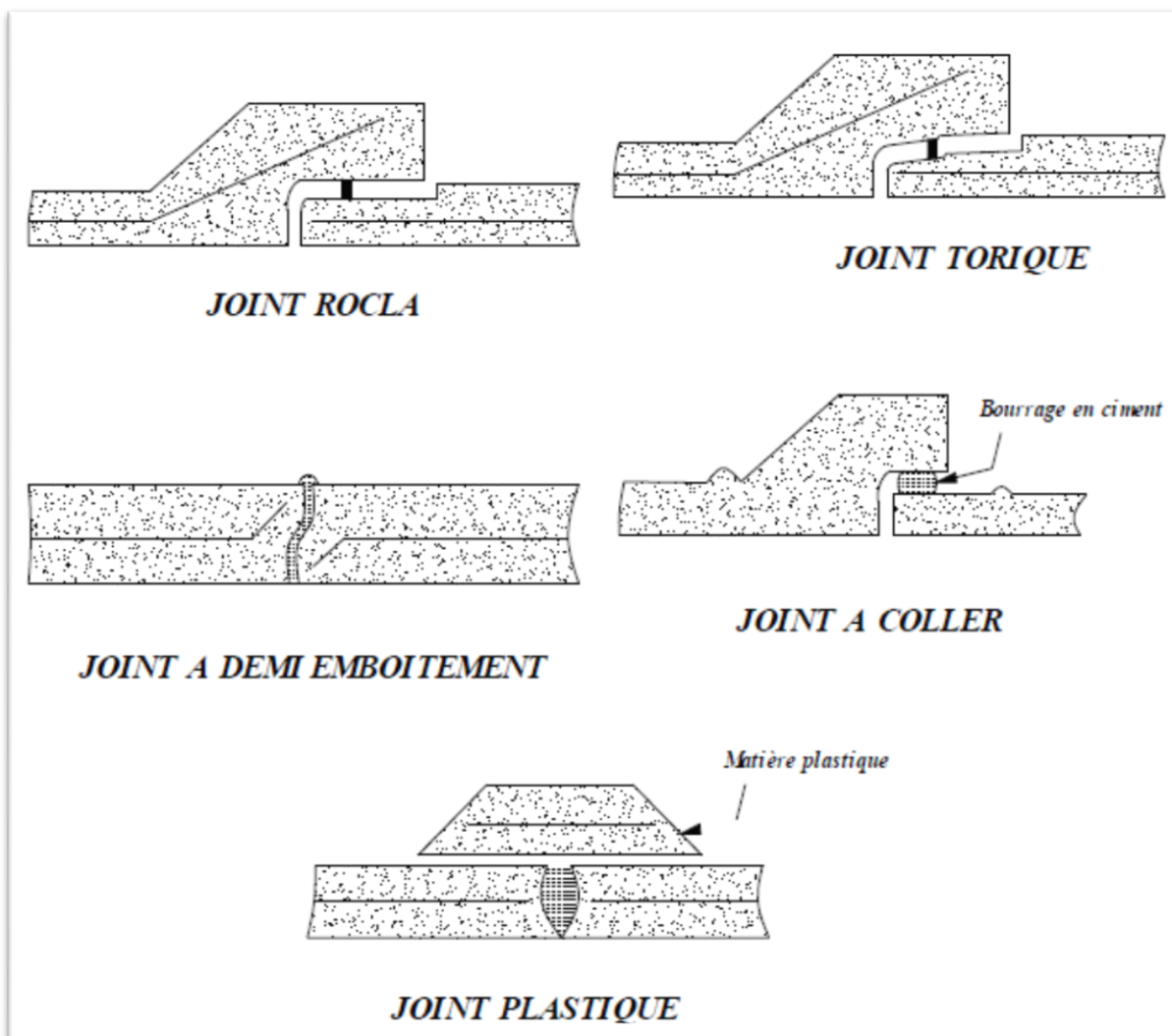


Figure VI- 1: Différents type des joints [9]

d) Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

d-1- Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuer contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion de ces dernières.

d-2- Action statique :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

d-3- Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

e) Protection des conduites : [1]

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S). Qui est le principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H_2S .
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m^3 de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI-3- Ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI-3-1- Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

a) Branchements : [1]

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement du réseau.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.

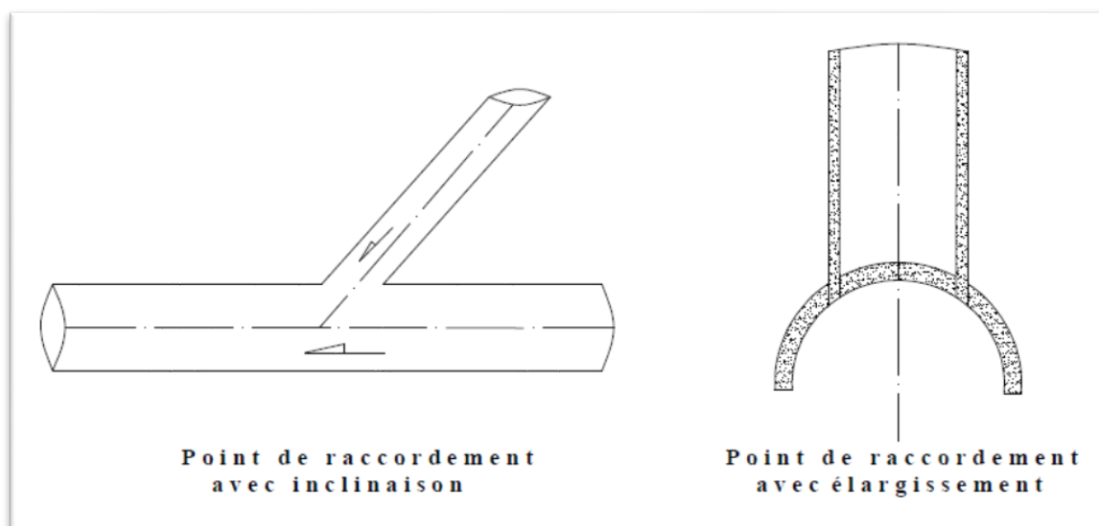


Figure VI- 2: Schéma représentent les types des branchements [9]

b) Fossés :

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

c) Caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

d) Bouches d'égout : [1]

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux de surface (Pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale, ou à absorption par le haut.

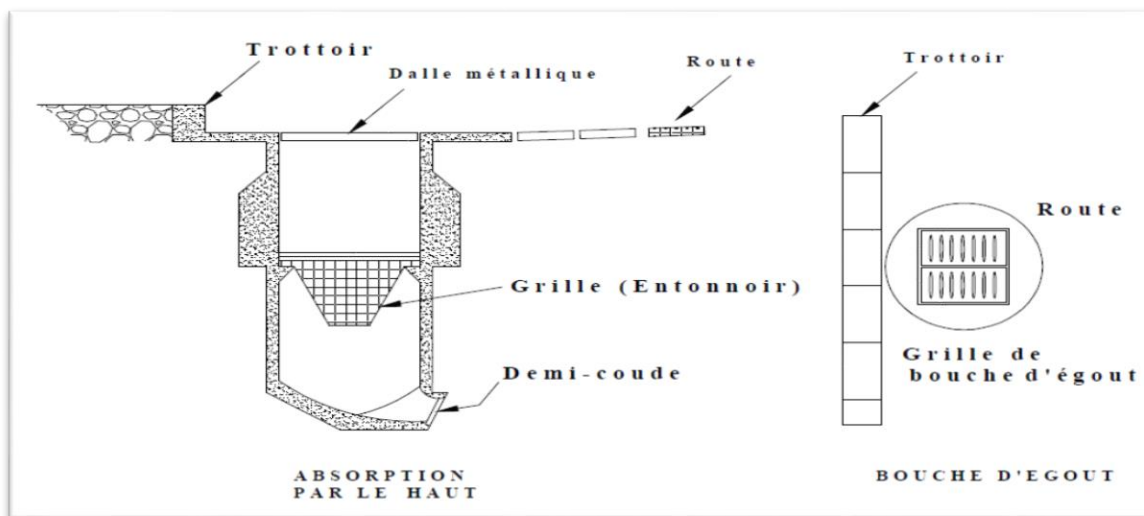


Figure VI- 3:Schéma représente un Bouche d'égout à absorption par le haut [9]

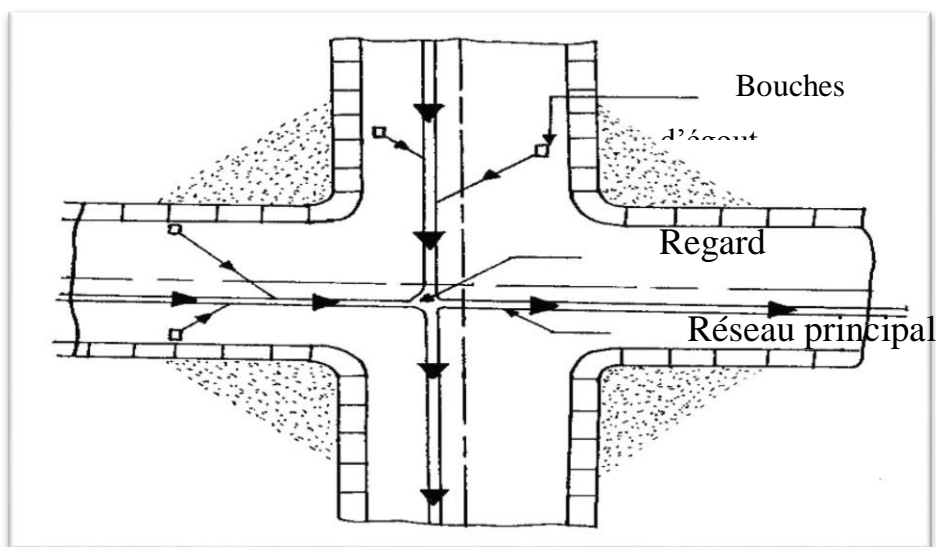


Figure VI- 4:Schéma représente emplacement des bouches d'égout [9]

e) Les regards : [9]

e-1- Généralité :

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

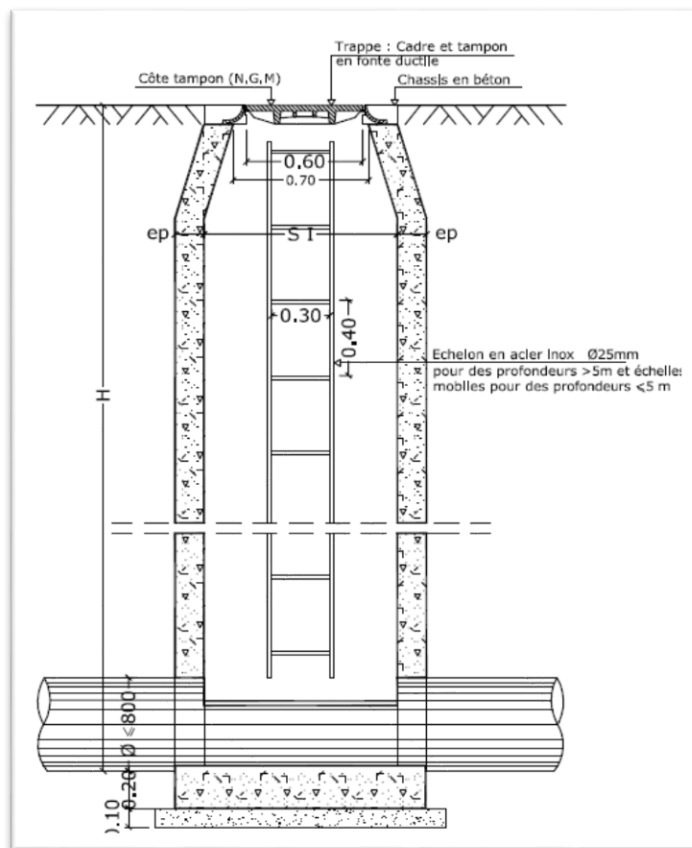


Figure VI- 5: Schéma représentant un regard de visite

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté ;
- 50 à 80m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- à chaque changement de direction.
- aux points de chute.
- à chaque changement de pente.
- à chaque changement de diamètre.

e-2- Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

➤ **Regard de visite :**

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

➤ **Regard de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux, la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés.
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre.
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

➤ **Regard de jonction :**

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

➤ **Regard de chute : [1]**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, 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.

Remarque :

Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction. Les regards de chute sont également utilisés pour remédier aux fortes pentes.

VI-3-2- Dimensionnement des regards de chute : [7]

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$x = vt \dots \dots \dots (VI-1)$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \dots \dots \dots (VI-2)$$

Où :

- x : La longueur du regard (m).
- y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.
- v : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Des deux équations on aura :
$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}} * V \dots \dots \dots (VI-3)$$

VI-3-3- Les ouvrages spéciaux :

a) Les déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer par sur verse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

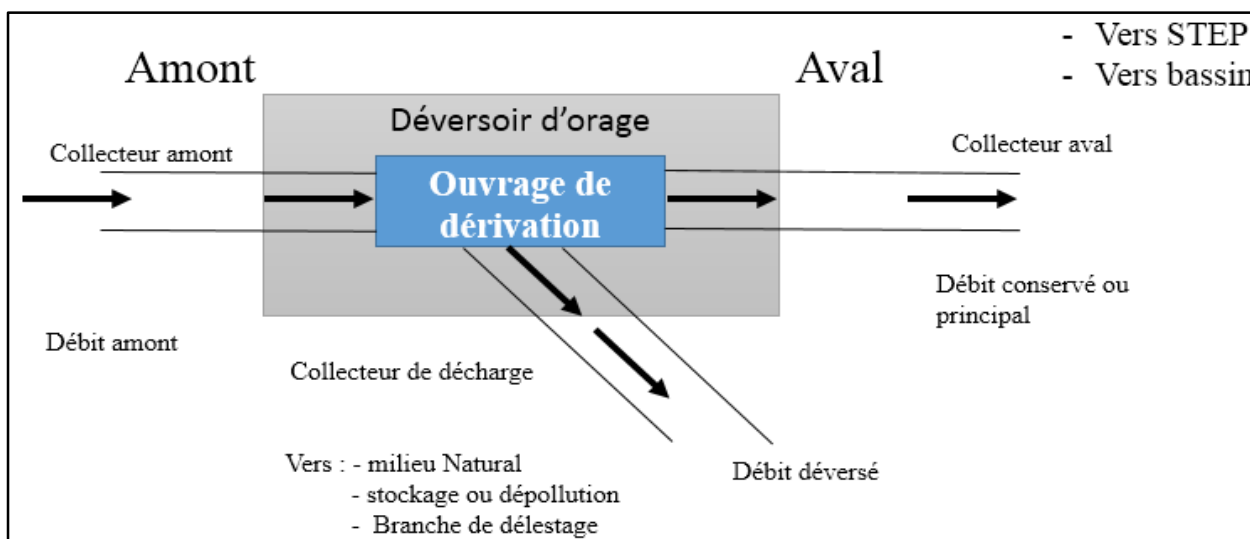


Figure VI.6: Schéma de principe du déversoir d'orage

a-1- Emplacement des déversoirs d'orage : [1]

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.

a-2- Type des déversoirs d'orage :

On distingue différents types des déversoirs d'orage selon la pente, l'écoulement et la position de la STEP (station d'épuration) :

- Déversoirs d'orage à seuil frontal.
- Déversoirs d'orage à seuil latéral.
- Déversoirs d'orage avec ouverture du radier.
- Déversoir d'orage à double seuil latéral.

➤ Déversoir d'orage à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

L'implantation de ce type de **déversoir d'orage** est indiquée sur une branche de réseau adjacente à un collecteur de berge, à condition de ne pas être perturbée, par les mises en charge imposées à l'aval.

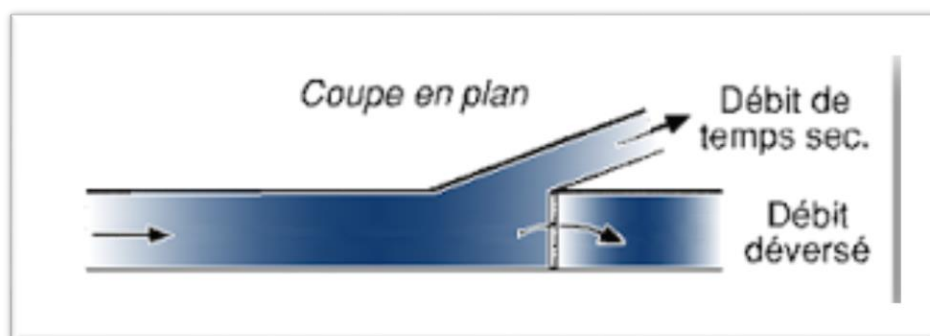


Figure VI- 7 : Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).

➤ Déversoir d'orage à seuil latéral :

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

A l'aval de la chambre de déversement, le contrôle du débit conservé en système unitaire peut être réalisé par le choix d'un orifice calibré, situé à l'entrée du collecteur unitaire aval ou collecteur d'acheminement des eaux polluées vers la station d'épuration.

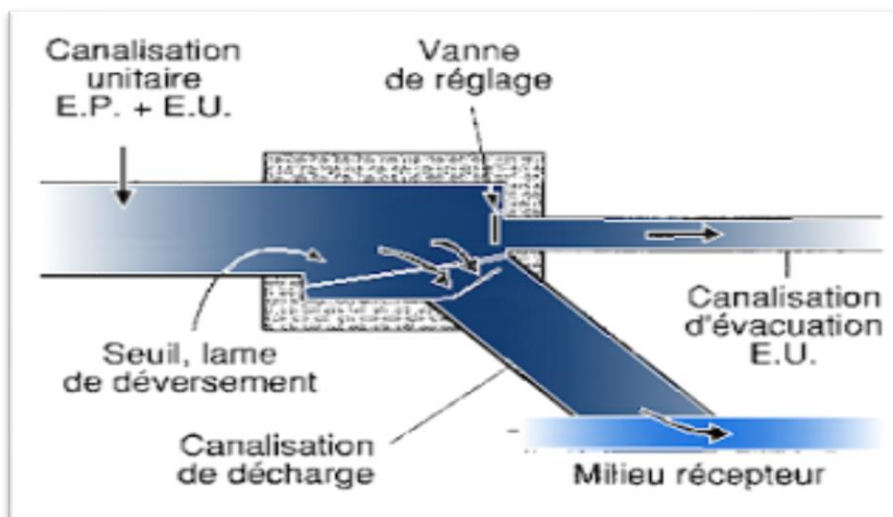


Figure VI- 8 : Déversoir d'orage à seuil latéral

➤ **Déversoir d'orage à double seuil latéral :**

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « Petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre.

Il s'agit d'un cas bien particulier, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes.

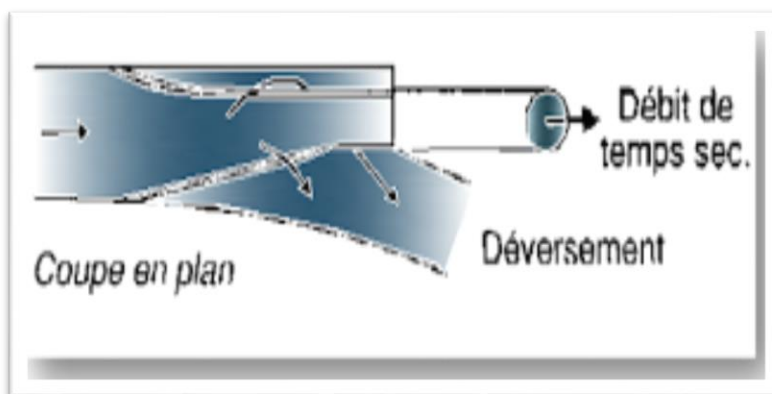


Figure VI- 9 : Déversoir d'orage à double seuil latéral

➤ **Déversoir d'orage avec ouverture du radier :**

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier.

Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices. Il s'agit d'un type d'ouvrage à déconseiller fortement, qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

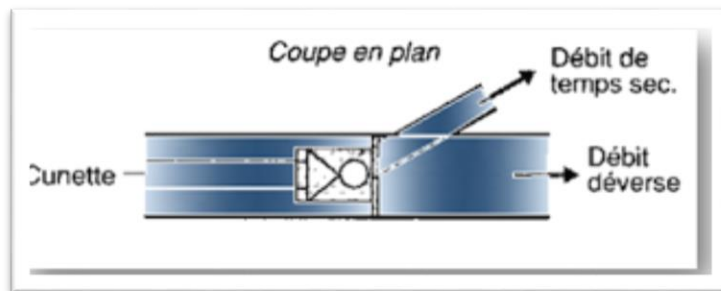


Figure VI- 10 : Déversoir d'orage avec ouverture du radier

Il existe d'autres types de déversoirs comme :

- Déversoir siphonide
- Les déversoirs automatiques.

a-3- Dimensionnement du déversoir d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveau ou par conduite par la suite l'ouvrage de rejet.

Remarque :

Dans notre projet nous avons un déversoir d'orage Latéral à dimensionner.

Mode de calcul : [9]

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil frontal et conduite aval libre. On doit adopter :

Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{EU}) et du débit pluvial (Q_{PL})

$$Q_T = Q_{PL} + Q_{EU} \dots \dots \dots (VI-4)$$

Le débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers l'épuration :

$$Q_{ST} = 3 * Q_{EU} \dots \dots \dots (VI-5)$$

Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \dots \dots \dots (VI-6)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (H_d)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Dimensionnement du DO :

Les données de base pour le DO sont représentées dans le tableau VI-2 :

Avec :

- DO : déversoir d'orage.

Tableau VI- 2 : Les données de base pour le dimensionnement du DO

Paramètres	Résultat
Diamètre d'entrée D_e	800 (mm)
Débit total à l'entrée Q_e	1,728 (m3/s)
Débit à pleine section Q_{ps}	1,794(m3/s)
Débit du temps sec Q_{ts}	0,017 (m3/s)
Débit de pointe allant vers la station Q_{st}	0,051 (m3/s)
Débit rejeté vers l'oued Q_r	1,677 (m3/s)
La pente du collecteur 05	0,0088 (m/m)
Hauteur d'eau à l'entrée H_e	648,8 (mm)
Rapport de débit r_Q	0,028
Rapport de hauteur r_h	0,106

- **Hauteur d'eau allant vers la station d'épuration :**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de : $r_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}}$ (VI-7)

$$r_h = \frac{H_{st}}{D_e} \dots\dots\dots (VI-8) \quad \Rightarrow H_{st} = D_e * r_h \dots\dots\dots (VI-9)$$

D'après l'abaque on tire r_h puit on calcul H_{st} .

$$H_{st} = D_e \cdot r_h = 800 \times 0,106 = 84,8 \text{ mm}$$

$$H_{st} = 0,085 \text{ m.}$$

- **Hauteur de la lame déversant :**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$$H_d = H_e - H_{st} \dots\dots\dots (VI-10)$$

- **La longueur du déversoir :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \times m \times L \times \sqrt{2g} \times H_d^{3/2} \dots\dots\dots (VI-11)$$

Avec :

- Q_d : débit déversé en m^3/s .
- m : coefficient de débit, il dépend de la forme de seuil et il varie suivant la hauteur de la lame déversant pour les crêtes minces nous prenons $m = 0,6$.
- L : La longueur du déversoir exprimée en mètres.
- g : La pesanteur : $g = 9,81 m/s^2$.
- H_d : La hauteur de charge en mètre au-dessus du seuil du déversoir.

Donc :

$$L = \frac{3 \times Q_d}{2 \times 0,6 \times \sqrt{(2 \times g) \times H_d^3}} \dots\dots\dots (VI-12)$$

Les résultats de calcul de H_{st} , H_d et L de DO sont reporté dans le tableau suivant :

Tableau VI- 3 : Les résultats de calcul de H_{st} , H_d et L de DO

Paramètres	Résultat (mm)	Résultat normalisée (m)
Hauteur d'eau allant vers la station d'épuration H_{st}	84,8	0,085
La hauteur de la lame d'eau déversant H_d	565	0,6
La longueur du déversoir L	2228	2,5

- **Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire (D_{ex}) :**

Tableau VI- 4 : Résultat de dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire

Q_t (l/s)	Pente %	D (mm)	DN (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	r_Q	r_h	r_v	V (m/s)
1677,00	0,88	780	800	1791,88	3,57	0,94	0,7824	1,12	3,99

- **Dimensionnement de la conduite transite le débit vers STEP (D_{st}) :**

Tableau VI- 5 : Résultat de dimensionnement de la conduite transitant le débit vers STEP

Q_t (l/s)	Pente %	D (mm)	DN (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	r_Q	r_h	r_v	V (m/s)
51,00	0,88	210	315	149,24	1,92	0,34	0,3996	0,89	1,71

VI-4- Ouvrage de rejet : [9]

Il est conçu pour l'évacuation des eaux pluviales dans un cours d'eau, ce dernier est construit sur la rive de l'Oued.

Cet ouvrage a pour but de dissiper l'énergie d'écoulement à la sortie, et maintenir la stabilité du collecteur dans le lieu de vidange. Donc, il est nécessaire pour la protection des rives contre l'érosion provoquée par la vitesse d'écoulement.

Cet ouvrage est constitué :

- D'une paroi verticale d'épaisseur 0,20m et de hauteur correspondant à la dimension extérieure de la canalisation + 0,30 m.
- Deux parois latérales (bajoyers) d'épaisseur 0,20m et de hauteur décroissante vers l'aval.
- Un radier d'épaisseur 0,25m, de section divergente vers l'aval à partir de la sortie de la canalisation, avec une pente de 2%, une longueur de 2 m et une clé d'encrage à l'extrémité.
- Un enrochement de même pente et même largeur que l'extrémité aval du radier, la longueur est variable et arrive jusqu'à la berge de l'exutoire.

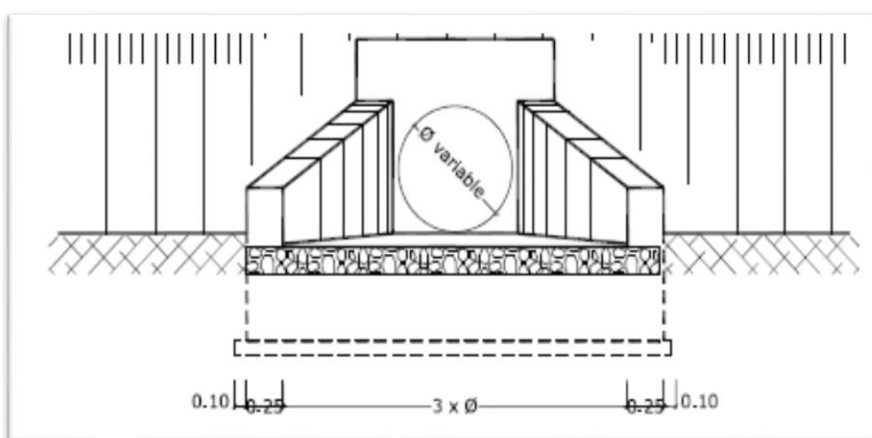


Figure VI-11 : Ouvrage de rejet (vu de face) [9]

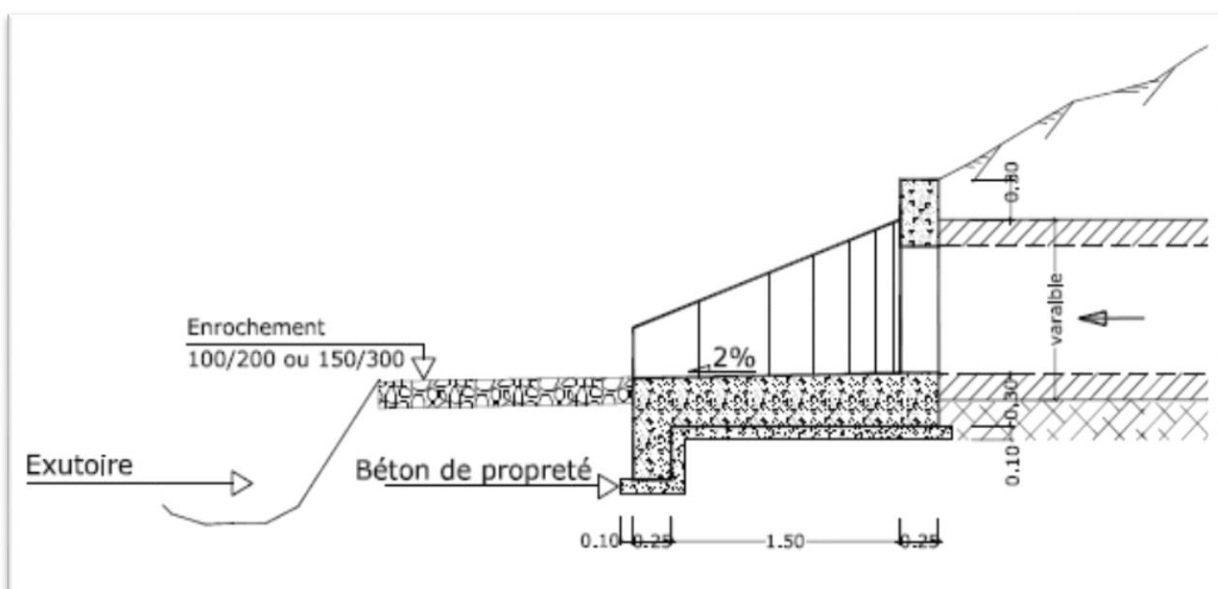


Figure VI-12 : Ouvrage de rejet (vu de gauche) [9]

VI-5- Conclusion :

Pour une exploitation optimale de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

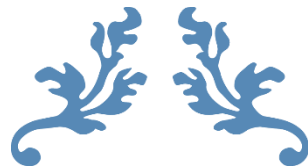
Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en PVC pour le diamètre ≤ 500 mm et en béton armé pour le diamètre > 500 mm car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

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

- Les regards.
- Un déversoir d'orage de type latéral.

L'emplacement de déversoir d'orage en raison économique, fait la diminution des sections en aval.

CHAPITRE VII



Elaboration d'un SIG d'aide à la gestion du réseau



Chapitre VII : Elaboration d'un SIG d'aide à la gestion du réseau

VII-1- Introduction :

L'exploitant d'un réseau d'eau potable ou d'assainissement a la charge de faire de sorte que l'eau provienne en quantité et en qualité au consommateur abonné ou que l'eau usée provenant de ce même consommateur soit bien évacuée et traitée sans risque sur le milieu naturel.

Pour effectuer son travail, il doit disposer d'outils indispensables tels que les détecteurs de fuites, l'outillage de réparation...mais aussi, il doit connaître parfaitement le réseau dont il a la responsabilité.

De plus en plus, tous les agents deviennent conscients de la nécessité absolue de disposer des plans de réseaux complets, précis, à jour, non seulement pour eux-mêmes, mais aussi pour les équipes qui viendront les seconder lors de campagnes de détection de fuites, de réparations pour aider au travail de ceux ne connaissant pas aussi bien le terrain.

C'est dans cette optique que s'inscrit ce travail, dont l'objectif est de mettre en place un système d'information géographique pour le réseau d'assainissement du village d'Ouled Bia pour contribuer efficacement à sa gestion quotidienne.

VII-2- Le Système d'Information Géographique (SIG) : [11]

Très simplement, un SIG est un outil informatique qui permet d'intégrer, de localiser, d'analyser et de représenter des données spatiales du monde.

Un SIG est un système d'information permettant de rassembler, organiser, gérer, analyser, contrôler, élaborer et représenter des informations localisées dans le temps et dans l'espace.

VII-2-1- Pour quoi un SIG :

- La carte sur le SIG est un document d'emploi difficile beaucoup de papier.
- Des échelles différentes.
- Difficile à mettre à mise à jour.

VII-2-2- Les Cinq composantes majeures du SIG :

- Le matériel.
- Les utilisateurs.
- Les logiciels.
- Les données.
- Les méthodes.



Figure VII- 1: Les Cinq composantes majeures du S.I.G

VII-3- Principe de méthodologie : [11]

- La conception de la base de données, réalisée indépendamment des composantes matérielles et logicielles.
- Génération des tables attributaire.
- Établissement des liens entre les objets graphiques et les informations sémantiques.
- Développement de requêtes selon les besoins de l'utilisateur.

VII-4- Présentation du logiciel utilisé « ArcGIS 10.1 » :

ArcGIS 10.1 est un logiciel de la firme ESRI, leader mondial des SIG. La figure VII-2 donne un aperçu de l'organisation de l'ensemble des produits ESRI. En rouge, sont entourées les composantes que vous utiliserez au cours de ce projet. La version la plus simple du logiciel ArcGIS desktop, ArcView, comprenant les applications ArcCatalog, ArcMap et ArcToolbox ainsi que l'extension Spatial Analyst.

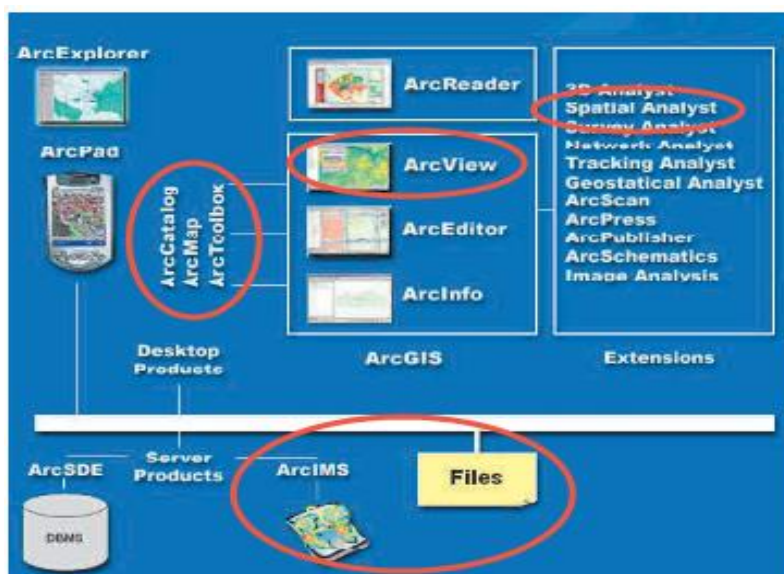


Figure VII- 2: Présentation d'ArcGIS 10.1

(Source : <http://mappemonde.mgm.fr/num8/internet/int05401.html>)

VII-4-1- Présentation d'ArcGIS Desktop : [12]

ArcGIS Desktop (littéralement ArcGIS de bureau) comprend une suite d'applications intégrées les unes aux autres :

a) **ArcCatalog** : il facilite l'organisation et la gestion de toutes les données SIG (cartes, jeux de données, modèles...).

b) **ArcMap** : c'est l'application centrale d'ArcGIS Desktop. Elle se subdivise en deux interfaces : visualisation et traitement (analyse, édition...) des données géographiques dans la fenêtre data view et mise en page de cartes dans la fenêtre layout view.

c) **ArcGlobe** : il est similaire à ArcMap ; mais il permet une visualisation 3D des données sur lesquelles vous travaillez.

d) **ArcToolbox** : littéralement, la « boîte à outils » d'ArcGIS, regroupe l'ensemble des outils de géotraitement utiles pour réaliser des opérations sur les données géographiques. Elle est disponible à partir des trois applications présentées ci-dessus. Un langage de programmation visuel et facile d'utilisation, pour automatiser une suite de géotraitement.

En utilisant conjointement ces applications et ces interfaces, ArcGIS permet d'effectuer toutes sortes de tâches SIG, y compris la cartographie, l'analyse géographique, l'édition de données (création, mise à jour...), la gestion des données, la visualisation et le géotraitement.

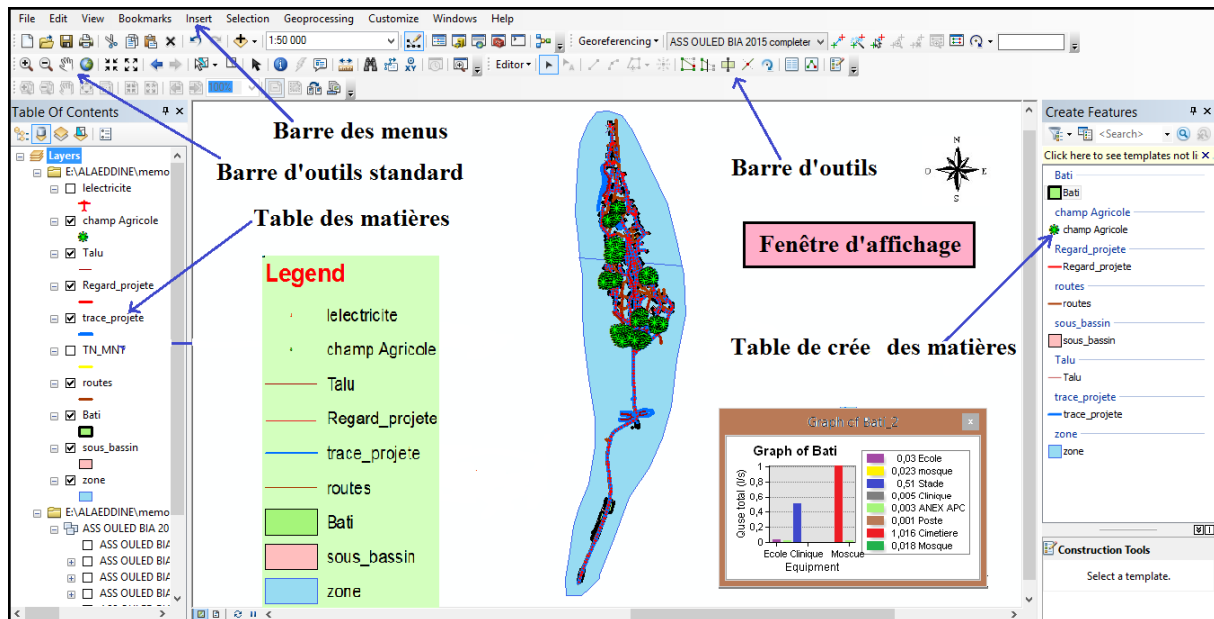


Figure VII- 3: L'interface de l'ArcMap

Il est disponible à trois niveaux fonctionnels, du plus simple au plus perfectionné :

- a) **ArcView** : est un outil SIG complet dédié à l'utilisation des données, la cartographie et l'analyse.
- b) **ArcEditor** : permet la création et la mise à jour avancées de données géographiques.
- c) **ArcInfo** : est un outil SIG bureautique professionnel et complet, qui propose des fonctions SIG complètes et de nombreux outils de géotraitement. [12]

VII-5- Organisation et structure des données :

- Un SIG organise les informations géographiques sous forme de couche (thèmes, calques, plans...).
- Chaque couche représente un ensemble de données similaires.

VII-6- L'information géographique :

Désigne toute information sur des objets localisés à la surface de la terre. L'information géographique a une double composante :

- 1- Une composante graphique :
 - Description de la forme et localisation de l'objet (X, Y).
- 2- Une composante attributaire :

A chaque entité spatiale correspond des informations attributaires organisées dans une table.

VII-7- Unités cartographiques : [11]**VII-7-1- Point :**

Le point est un élément sans dimension. Sa localisation est donnée par ses coordonnées. Ce concept est référencé à des étiquettes (constituant la légende) qui permettent sa compréhension.

VII-7-2- Ligne ou segment :

Les lignes représentent les formes des objets géographiques trop étroits pour être décrits par des surfaces (ex : rue ou rivières) ou des objets linéaires qui ont une longueur mais pas de surface comme les courbes de niveau.

VII-7-3- Le polygone ou surface ou zone :

La surface ou zone est l'espace limité par une ligne fermée. Du point de vue cartographique, c'est un élément à deux dimensions. La localisation d'une surface s'exprime par les coordonnées de son centre de gravité, d'une référence interne ou des sommets du polygone qui forme ses limites.

VII-7-4- Modes de représentation :

Il s'agit ici du mode de représentation des données ci-dessus. Deux modes de représentations sont possibles : il s'agit des modes vectoriel et matriciel. [SANG2006]

VII-7-4-1- Vectoriel :

Les objets sont représentés par des objets mathématiques élémentaires. Ce sont les points, les lignes et les polygones. Les SIG travaillent de façon privilégiée en mode vecteur. Ce mode ne repose pas sur la décomposition de l'image en cellules élémentaires, mais sur la décomposition de son contenu en traits caractéristiques et éléments principaux.

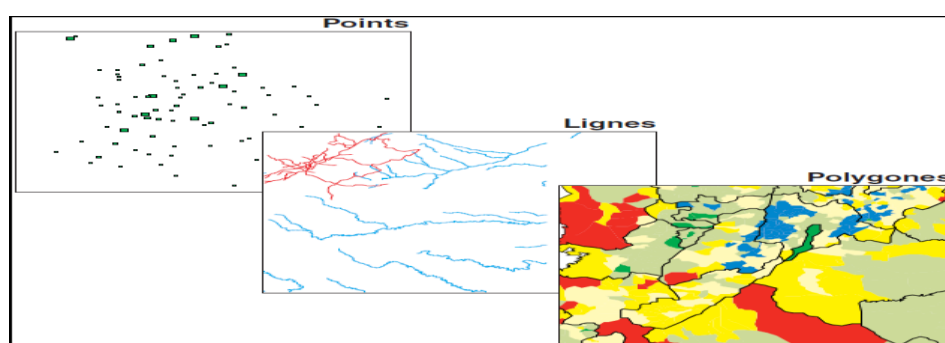


Figure VII- 4: Exemple des données vectorielles

VII-7-4-2- Matriciel :

Il s'agit d'une image, d'un plan ou d'une photo numérisés et affichés dans le SIG en tant qu'image. Le mode matriciel est appelé ainsi parce que l'on découpe l'image à l'aide de grilles régulières ou encore matrice. Construite sur une partition régulière, souvent en carrés dits pixels, l'image est rendue par la vision globale des surfaces élémentaires juxtaposées, comme un écran d'ordinateur ou de télévision. Le mode raster est par exemple celui des informations reçues des satellites ou des caméras numériques. C'est aussi celui des informations obtenues par numérisation.

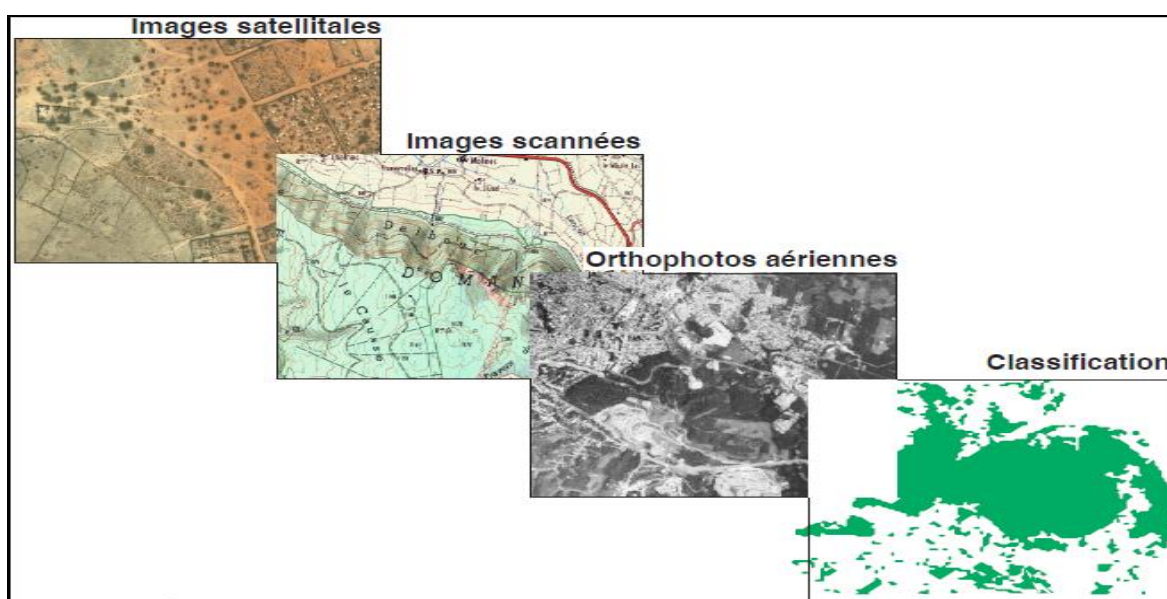


Figure VII-5 : Exemple des données rasters

Un système de coordonnées terrestres (sphérique ou projectif) permet de référencer les objets dans l'espace et de positionner l'ensemble des objets les uns par rapport aux autres. Les objets sont généralement organisés en couches, chaque couche rassemblant l'ensemble des objets homogènes (bâti, rivières, voirie, parcelles, etc.).

VII-7-5- Géoréférencement : [12]

Le géoréférencement est utile pour positionner correctement dans l'espace, un fichier de type raster, non géoréférencé, par exemple une carte papier ou une image aérienne.

- Pour notre projet le système de coordonnées utilisé est WGS_1984_UTM_Zone_31N.

VII-8- La gestion des réseaux assistée du logiciel ArcMap : [11]

Afin d'effectuer une gestion assistée par le SIG, des documents « mxd » ont été élaborés. Ce type de fichier constitue avec le « mxt » les deux formats utilisés par ArcMap :

- Le mxd : permet la configuration d'un document en choisissant les couches d'informations nécessaires à une thématique et les conditions de leur représentation (mode d'affichage, échelles d'affichage de la couche, ...).
- Le mxt : est le fichier de mise en page des informations. Il permet la configuration des informations afin que celles-ci soient éditées.

Voyons dès à présent les travaux réalisés pour permettre la gestion des réseaux par les documents « mxd ».

VII-9- Implantation et mise en œuvre des applications : [11]

Les données associées sont organisées sous forme de tables. Les noms d'attributs sont introduits champ par champ selon leurs types (caractère, entier, flottant, virgule fixe, date, logique).

Chaque entité géométrique (tronçon, regards, équipement...) est reliée à sa description exhaustive. Ce lien se fait au moyen d'un identifiant interne. La figure représente une partie du réseau d'assainissement du village d'Ouled Bia.



Figure VII-6 : Extrait du plan d'une partie du réseau d'assainissement de village d'Ouled Bia

Le moyen le plus efficace pour concrétiser un concept demeure dans son application sur le terrain. La mise en œuvre d'un SIG sur le réseau d'Assainissement du village d'Ouled Bia nous a permis de formuler un nombre important de requêtes répondant à diverses interrogations. A titre d'illustrations, on présente les exemples suivants :

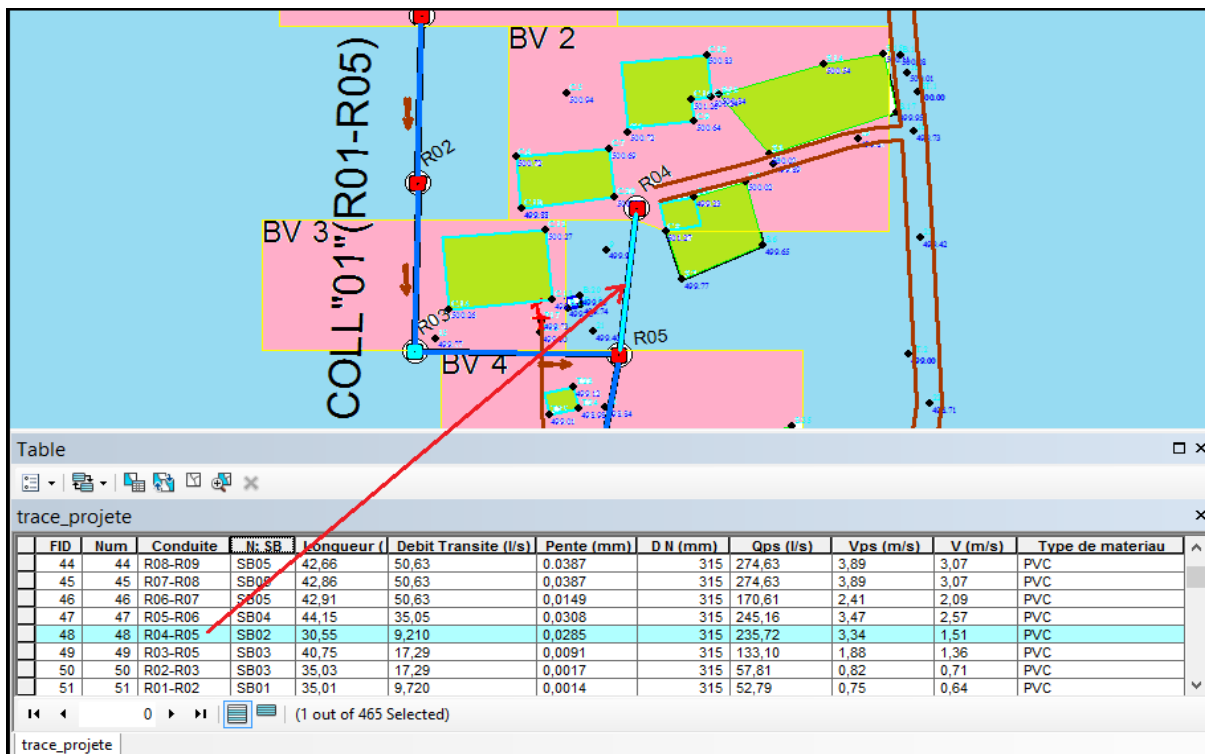


Figure VII- 7 : Représentation sur ArcMap les caractéristiques du tronçon R04-R05

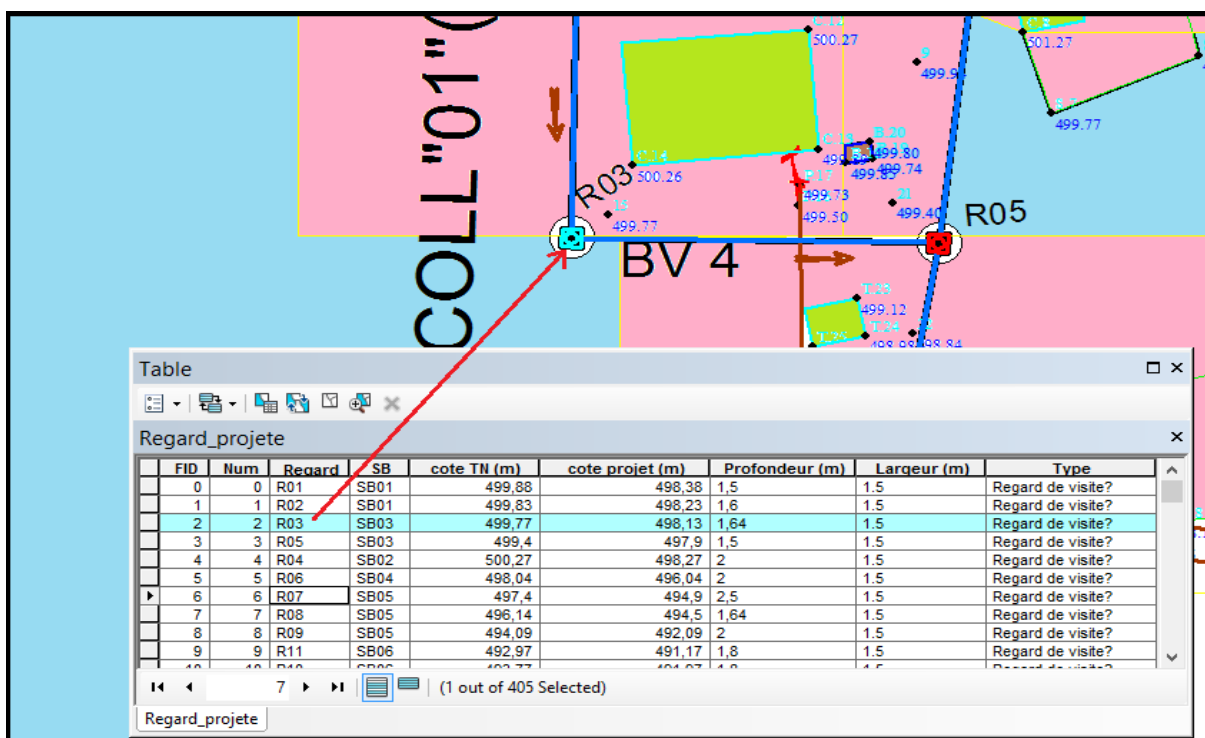


Figure VII-8 : Représentation sur ArcMap les caractéristiques du regard R03

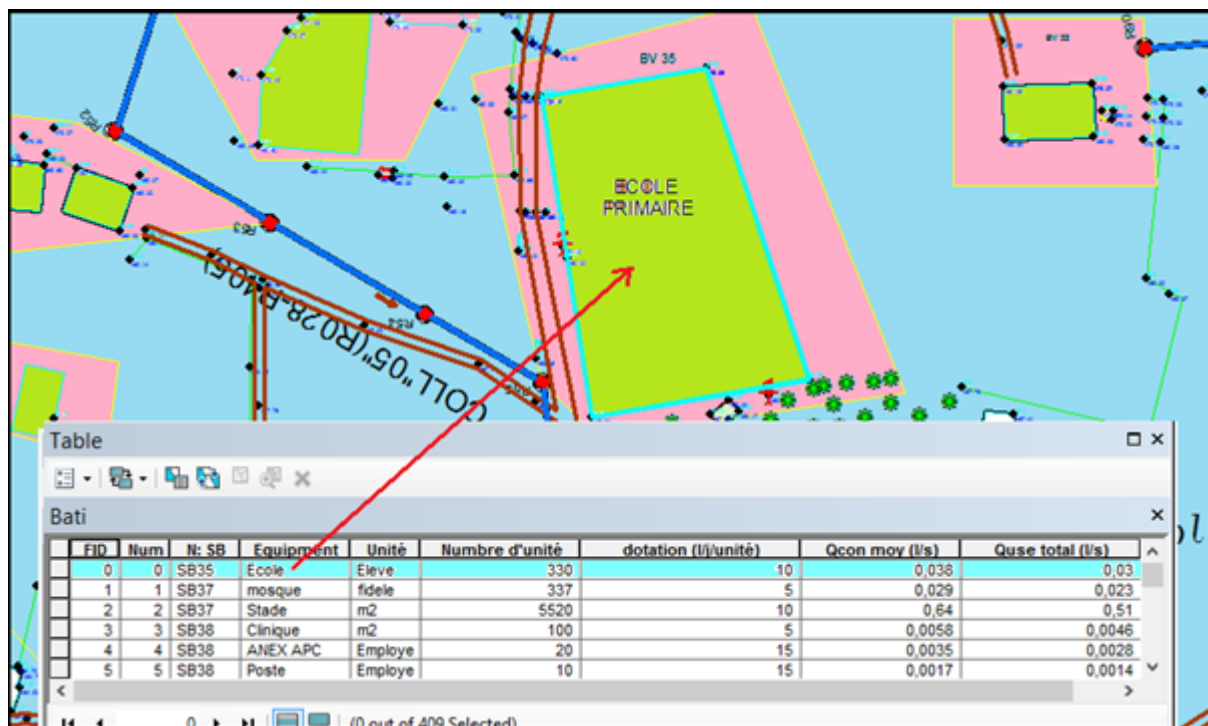


Figure VII-9 : Représentation sur ArcMap les caractéristiques d'un équipement (École)

Statistiques relatives aux résultats :

Pour interpréter les résultats de notre travail à partir du ArcMap nous utilisons l'outil « Statistics » pour avoir une idée sur les débits, les diamètres, la pente et les vitesses des conduites sur l'ensemble des tronçons du réseau.

L'outil « Statistics » permet de calculer les statistiques principales (Nombre total, max, min, Somme, Moyenne, Déviation standard), ainsi qu'un graphique de la distribution de la fréquence des valeurs d'un champ sélectionné. On présente les exemples suivants :

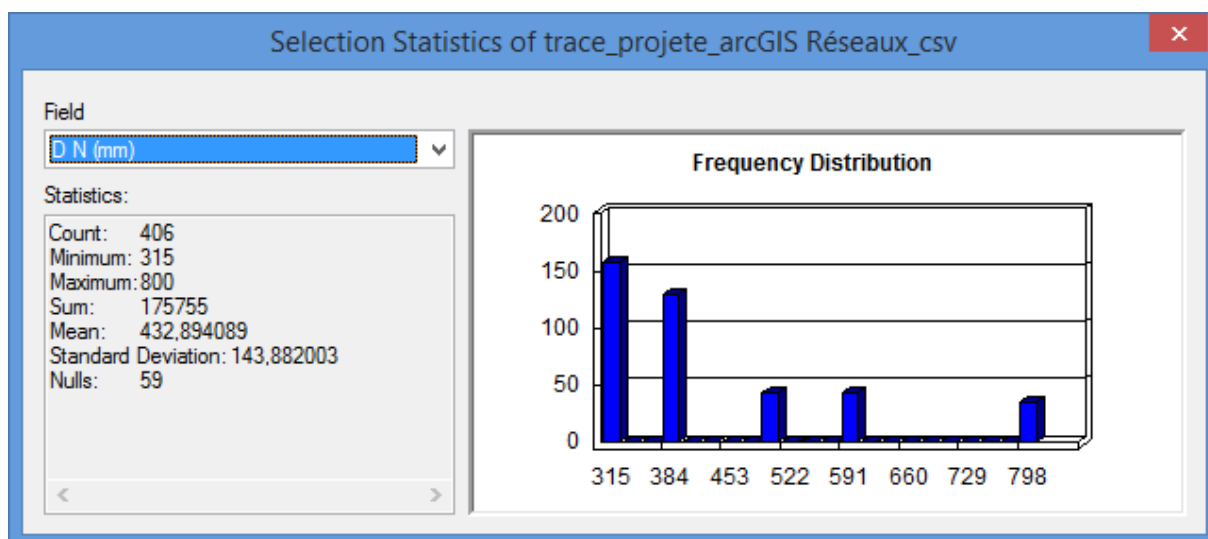


Figure VII- 10 : Résultat de statistique sur les DN (diamètre normalisée) donnée par l'ArcMAP

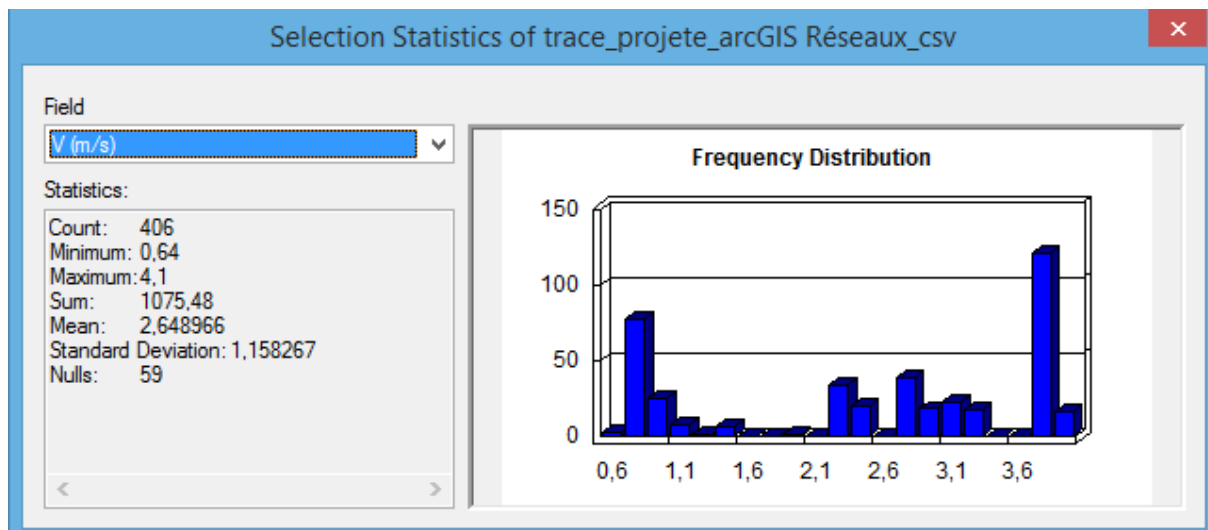
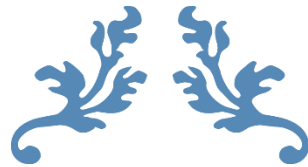


Figure VII- 11 : Résultat de statistique sur les vitesses donnée par l'ArcMAP

VII-10- Conclusion :

L'objectif de ce dernier chapitre est l'élaboration d'une base de données et de cartes numérisées pour contrôler le fonctionnement du réseau d'assainissement du village d'Ouled Bia.

Les opérations de saisie, stockage et mise à jour des données descriptives et géographiques, permettent d'emmagasiner un historique des problèmes d'exploitation (ruptures, ensablement, ...) utiles pour les prévisions d'interventions sur le réseau.



Conclusion Générale



CONCLUSION GENERALE :

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement, de village d'Ouled Bia, repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité des eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

De tous ces critères résulte, le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Pour notre zone d'étude, l'évaluation des débits des eaux pluviales se fait par la méthode rationnelle avec une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) on été déterminés selon la répartition de la population, avec un coefficient de rejet égale 0,8.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain en respectant le tissu urbain et suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, dans ce cas nous avons essayé de vérifier les conditions suivantes :

- L'implantation du réseau est étudiée en donnant à la canalisation amont des pentes permettant l'autocurage.
- La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements dans la mesure du possible, par ailleurs cette profondeur doit être telle que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.
- On a projeté un déversoir d'orage pour rejeter les eaux pluviales vers l'oued afin d'optimiser le diamètre de la conduite de rejet.

Le village d'Ouled Bia occupe une surface urbaine et semi-urbaine de 332 ha avec des pentes de terrain variable entre 0.2 % à 4 % On a drainé tout cet espace par un réseau d'assainissement d'une longueur 18,791 Km, réparti sur les diamètres ϕ 315 jusque ϕ 800 mm.

Dans notre travail, on a élaboré également une base de données avec cartes numérisées pour contrôler le fonctionnement du réseau d'assainissement du Chef-lieu du village d'Ouled Bia à l'aide des outils informatiques tels que le SIG. Ce dernier dispense autant l'utilisateur de savoir appréhender correctement le fonctionnement du réseau d'assainissement.

Annexe

Annexe A : Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Annexe B : abaque représente la variation des débits et vitesses en fonction de remplissage.

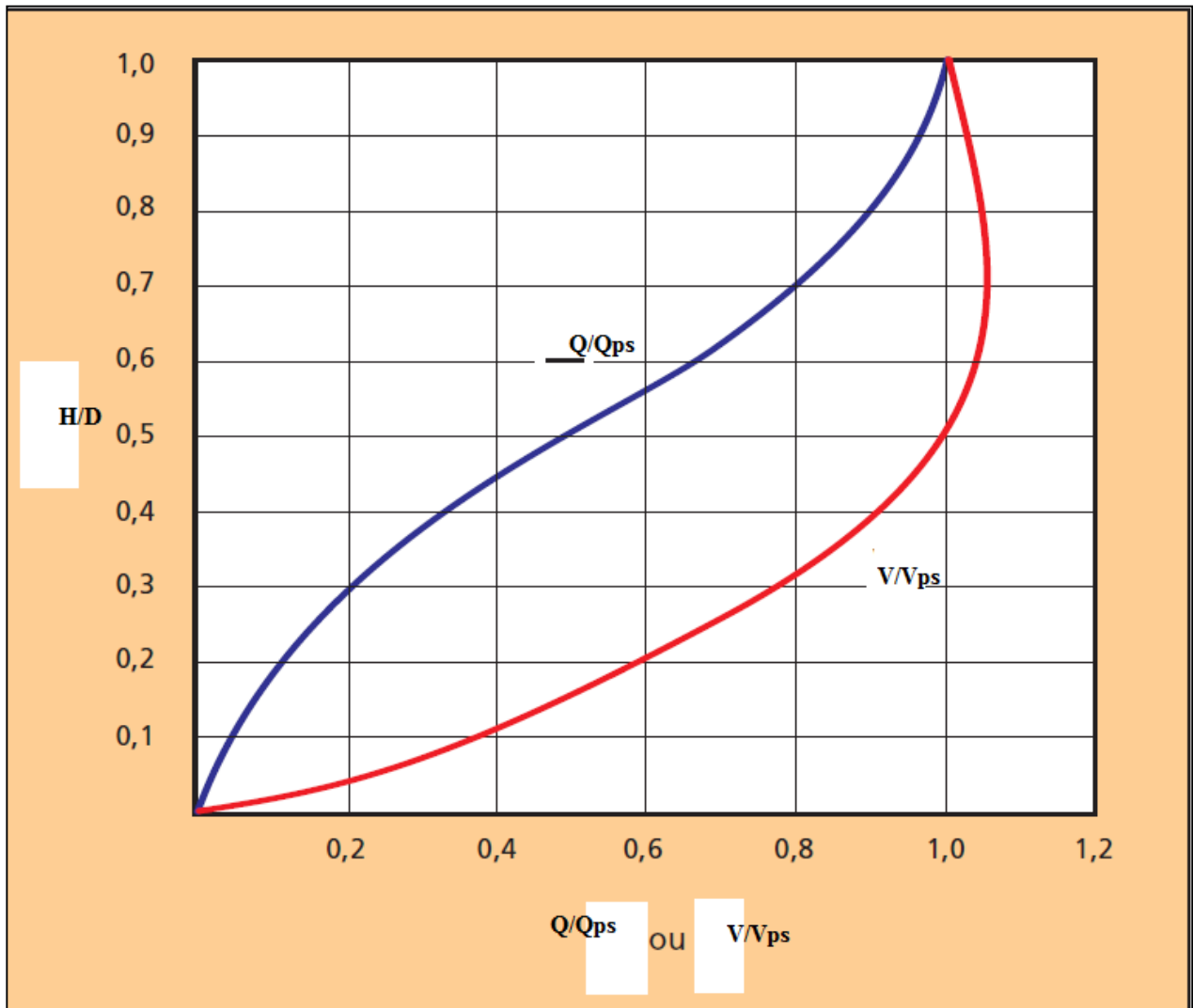
Annexe C : Tracé en plan de réseau d'assainissement (04 planche).

Annexe D : Profil en long de collecteur principaux 02 (R04 – R31) de la zone I.

Annexe E : Profil en long de collecteur principaux 23 (R170 – R200) de la zone II.

Annexe F : coupe en travers des regards R46, R58 , R278 et R135.

Annexe B : abaque représente variation des débits et vitesses en fonction de remplissage



Abaque 1: variation des débits et vitesses en fonction de remplissage

BIBLIOGRAPHIE

- [1]: **GHANEM. Ramdane**, et **Hamza BEN MERZOUG**, *étude de réhabilitation de réseau d'assainissement de la ville de Ain el Hdjele (W M'sila)*, mémoire de fin d'études, université Mohamed Boudiaf m'sila 2009.
- [2]: **TOUAIBIA, B**, 2003, «Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- [3] : **LABORED.J. P**, *Eléments d'hydrologie de surface tome 2 critique et analyse statistique des données hydrologiques*, juin 1987, p. 99, France.
- [4]: **SALAH, B.**, 1993 « polycopé d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- [5] : **François G, Brière**, 1997 « distribution et collecte des eaux », édition de l'école polytechnique de Montréal.
- [6]: **GOMELLA, C., GUERREE, H.**, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- [7]: **CLAUDON. J.G**, les réseaux d'assainissement, 2^{ème} édition 1985, p.482. Paris.
- [8] : **DJOUKBALA. Omar**, Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement par logiciel COVADIS 9.1 commune d'Ouled Sidi Brahim (W M'sila), mémoire de fin d'études, université Mohamed Boudiaf m'sila 2014.
- [9] : **DERNOUNI.F**, (Cours d'assainissement, ENSH2004)
- [10] : **ABDELBAKI. C, et M ZEROUALI**, *modélisation d'un réseau d'assainissement et contribution à sa gestion à l'aide d'un système d'information géographique - cas du chef-lieu de commune de Chetouane (w Tlemcen)*, Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n° 10, Mars 2012, pp. 101-113.
- [11] : *Travaux Pratiques sur les Systèmes d'Information Géographique (SIG)*, Université de Liège, Belgique, Version du 8 avril 2014.
- [12] : **TARI. Ahmed**, *Formation sur : systèmes d'information géographique SIG (Arcgis 10)*, institut national de perfectionnement de l'équipement, Session du : 17au 21/06/2015.

ملخص:

هذه الدراسة تتضمن مختلف المراحل النظرية وكذلك حسابات تحديد أبعاد شبكة الصرف الصحي لقرية أولاد بيا، بلدية أولاد عدي القبالة بولاية المسيلة.
 أولاً قمنا بتعريف منطقة الدراسة وكذلك بإعطاء لمحة شاملة وعامة في مجال دراسة تقييم المقدار الكمي للمياه المستعملة ومياه الأمطار للمدينة.
 بعد تصميم الشبكة التي تغطي مركز القرية والمتكونة من منطقتين رئيسيتين، ولأجل الحسابات الهيدروليكية وتبرير أقطار القنوات استعملنا برنامج Covadis 10.1 وبرنامج Excel 2016.
 وبعد الانتهاء من تصميم الشبكة أعطينا نظرة عامة حول أهم العناصر المكونة لشبكة الصرف الصحي متبوعة بانجاز قاعدة بيانات لهذه الشبكة باستعمال نظام المعلومات الجغرافية العالمي SIG.

Résumé :

Cette étude consiste à donner les différentes étapes théoriques, aussi les calculs de dimensionnement du réseau d'assainissement du village d'Ouled Bia commune d'Ouled Addi Guebala wilaya de M'sila. Premièrement nous avons donné un aperçue générale du milieu étude suivi d'une évaluation des débits des eaux usées et pluviale de village. Après le dimensionnement du réseau d'assainissement qui couvre chef lieux de village composé de deux zones principales, et pour les calculs hydrauliques et justifier les diamètres en utilise le logiciel Covadis 10.1 et programme Excel 2016. Après la fin de planification du réseau nous avons donné un aperçu sur les éléments constitutifs du réseau suivi par la réalisation d'une base des données à l'aide du système géographique international SIG, en utilise ArcGIS 10.1.

Abstract :

This study aims to design the sewer network of Ouled Bia Village in Ouled Addi Guebala Township (in M'sila departement), explaining also the various theoretical stages to achieve similar studies.

Firstly, we explain the details of the used data the study area : topographic and hydrologic parameters used in the computing of the waste water discharge, the pipe slope and the the flow velocity. All the neighborhoods of Ouled Bia are covered by the network, respecting the self-cleansing and the admissible velocity conditions. Finally, we had also develop a GIS integrating all of the data and map commonly used in the management of this kind of network.