

**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 et dimensionnement d'un réseau
d'assainissement d'ouled sidi brahim, et la gestion
à l'aide d'un SIG**

Dirigé par :
Mr :BENKADJA Rachid

Présenté par :
Mr :BAKHTI Choayb

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 et dimensionnement d'un réseau
d'assainissement d'ouled sidi brahim et la gestion
à l'aide d'un SIG**

**Dirigé par :
Mr :BENKADJA Rachid**

**Présenté par :
Mr :BAKHTI Choayb**

Promotion : 2015/2016

Remerciement

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

Nous tenons également à exprimer nos vifs remerciement à :

✓ *Notre promoteur Mr: benkadja rachid 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 tout 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.

Dédicaces

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 qu'ils ont consentis pour je réussisse .

Je le dédie également à :

Mes sœurs et frères .

Mes oncles et tantes.

Mes amis de l'université mohamed boudiaf-m'sila .

Mes amis belwardi mohamed

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

Sommaire

Titre	Page
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
I.Introduction.....	4
I.1.Situation géographique de la commune d'OULED SIDI BRAHIM	4
I.2.Situation administrative	4
I.3.Situation géographique de la zone d'étude	5
I.4.Situation topographique	6
I.5.Données naturelles du site	7
I.5.1.Structure géologique	7
I.5.2.Séismicité.....	7
I.5.3.Effets climatiques.....	8
I.5.3.1.La température	8
I.5.3.2.Les vents	9
I.5.3.3.La pluviométrie	9
I.5.3.4.L'humidité.....	9
I.6.Situation démographique	10
I.7.Conclusion	10
Chapitre II : Etude Hydrologique	
II.Introduction	12
II.1.Les petites pluies.....	12
II.2.Les averses.....	12
II.3.Le période de retour.....	13
II.3.1.Choix de la période de retour.....	13
II.4.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	13
II.5.Calcul des différents paramètres de la série.....	14
II.5.1.Moyenne des précipitations maximales journalières	16
II.6.Choix de la loi d'ajustement	17
II.6.1.Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation.....	17
II.7.Calcul de l'intensité de pluie de 15 min de durée et une période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	26
II.8. Conclusion	27

Chapitre III :Calcul de basse

III. Introduction	29
III.1.Situation démographique.....	29
III.2.Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	30
III.3.Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	30
III.3.1.Système unitaire	31
III.3.2.Système séparatif.....	33
III.3.3.Système pseudo séparatif	35
III.4.Choix du système d'assainissement	36
III.5.Différents schémas d'évacuation	36
III.5.1.Schéma Perpendiculaire	36
III.5.2.Schéma à Déplacement Latéral	37
III.5.3.Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	37
III.5.4.Schéma à Collecteur Étagé.....	37
III.5.5.Schéma Type Radial.....	38
III.6.Choix du schéma du réseau d'évacuation	38
III.7.Choix du coefficient de ruissellement.....	39
III.7.1.Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	39
III.7.2.Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	39
III.7.3.Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	40
III.8.Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	41
III.8.1.Coefficient de ruissellement pondéré	41
III.8.2.Calcul de la densité partielle.....	41
III.9.Conclusion.....	44

Chapitre IV :Évaluation des débit d'eaux usées

IV. Introduction	46
IV.1.Objectif.....	46
IV.2 .Nature des eaux usées à évacuer	46
IV.3.Estimation des débits des eaux usées	48
IV.4.Evaluation des débits des eaux pluviales	51
IV.4.1.Méthode rationnelle	51
IV.4.2.Temps de concentration	52
IV.4.3.Méthode superficielle (méthode de Caquot).....	53
IV.4.4.Coefficient d'allongement.....	53

IV.4.5.Pente moyenne :	53
IV.5.Choix de la méthode	55
IV.5.1.Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de ouled sidi brahim	55
IV.5.2.Temps de concentration	55
VI.6 .Conclusion	57

Chapitre V:Calcul hydraulique

V. Introduction	59
V.1. Conception du réseau	59
V.2 .Choix de la variante.....	59
V.3. Implantation et dimensionnement du réseau d'assainissement.....	60
V.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement	60
V.4.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	60
V.4.2. Formules de calcul.....	61
V.5. Conclusion.....	65

Chapitre VI:Eléments constitutifs du réseau d'égout

VI. Introduction	67
VI.1.1. Canalisations	68
VI.1.2.Matériau des canalisations	68
VI.1.3. Choix du type de canalisation.....	69
VI.1.4. Les joints des conduites en béton	69
VI.1.5. Différentes actions supportées par la conduite	72
VI.1.6. Protection des conduites.....	72
VI.1.7 Essais des tuyaux préfabriqués.....	73
VI.2. Ouvrages annexes.....	74
VI.2.1. Ouvrages normaux	74
VI.2.1.1.Branchements.....	74
VI.2.1.3. caniveaux.....	75
VI.2.1.4. Bouches d'égout	75
VI.2.1.5. Regards.....	77
VI.2.2. Ouvrages spéciaux	79
VI.2.2.1. Déversoirs d'orage	79
VI. Conclusion.....	83

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

VII.1. Introduction.....	85
VII.2. Le Système d'Information Géographique (SIG)	85
VII.2.1.Principes de méthodologie.....	85
VII.3. Présentation du logiciel ArcGis.....	86
VII.3.1. Présentation de l'interface : ArcMap	87
VII.3.2.Présentation de l'interface : ArcCatalog.....	88
VII.3.3.Les formats de données visibles dans ArcCatalog.....	89
VII.4. Organisation et structure des données	85
VII.5.L'information géographique.	85
VII.6.Géoréférencement.....	89
VII.7. La gestion des réseaux assistée du logiciel ArcMap	90
VII.8. Implantation et mise en œuvre des applications	90
VII.9. Conclusion	94
Conclusion Générale	94

Liste de tableaux

Tableau I.N°1 : Température moyenne mensuelles(2014).....	9
Tableau I.N°2 : vitesse mensuelle du vent(2014).	9
Tableau I.N°3 : la précipitation mensuelle (2014)	9
Tableau I.N°4 :l'humidité mensuelle (2014).....	10
Tableau II.N°1 : La série pluviométrique de 1979 à 2006	14
Tableau II.N°2 : Ajustement à une loi de GUMBEL par logiciel Hydrolab.....	20
Tableau II.N°3 : Ajustement à une loi de GALON par logiciel Hydrolab.....	24
Tableau III.N°1 : estimation de la population	29
Tableau III.N°2:Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire	32
Tableau III.N°3 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif	34
Tableau III.N°4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	40
Tableau III.N°5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	40
Tableau III.N°6 : Détermination du nombre d'habitants	43
Tableau IV.N°1:Evaluation des débits à rejeter par les équipements.	50
Tableau IV.N°2 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées chaque suas bassin	50
Tableau IV.N°3 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle	54
Tableau IV.N°4 : débits pluviales de la pointe.....	57
Tableau V.N°1 : dimensions des collecteurs principaux.....	63
Tableau V.N°2 : Paramètre hydraulique des collecteurs principaux	64
Tableau VI. N°1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.	67
Tableau VI.N°3 : caractéristiques des déversoirs d'orage (type latéral).	82

Introduction générale

L'eau sur la terre c'est la vie .c'est un bien commun à toute la population , mais ,aussi il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

Depuis l'antiquité l'homme a toujours chercher des méthode pour son évaluation pour mieux vivre et bien organiser sa vie .parmi ces méthodes d'évaluation les technique d'urbanisation dont l'assainissement sont les plus remarquable.

En effet en Algérie le problème de l'assainissement se pose dans toutes les régions, à savoir l'étendu de la surface et la dispersion des tissus ruraux.

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.

En fonction du plan d'occupation du sol de la zone citée, une étude d'un réseau d'assainissement sera projeté ; elle fera appel à une démarche permettant d'entreprendre la conception et le dimensionnement du réseau avec tous les calculs hydrauliques nécessaires afin d'assurer un fonctionnement hydraulique sans défaillances à court et à long terme.

Les calcule hydrauliques du réseau projetée sont exécutés à l'aide des logiciels Covadis, Excel 2010 et pour l'élaboration d'un SIG on utilise le logiciel Arc-Gis 10.1.

Notre étude est répartie en 07 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain jusqu'à l'horizon 2041.

L'algorithme suivi a consisté :

- ❖ à la reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol à long terme de notre agglomération, ce qui a permis la collecte de données.
- ❖ à l'étude des caractéristiques physiques et hydrologiques des sous bassin ce qui a permis de déterminer l'intensité des eaux pluviales.
- ❖ à l'estimation de la population afin d'aboutir à la détermination des flux d'eaux usées à évacuer vers l'exutoire (STEP).
- ❖ à la quantification du débit (eaux usées et eaux pluviales) à évacuer.
- ❖ au calcul hydraulique du réseau d'assainissement.
- ❖ à présenter l'ensemble des éléments constitutifs du réseau d'assainissement.
- ❖ à l'élaboration d'un SIG d'aide à la gestion du réseau

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I. Introduction

Les projets d'assainissement nécessitent toujours une étude rigoureuse et détaillée de la zone où auront lieu les travaux, dans le but de connaître les caractéristiques physiques du site ainsi que les facteurs influençant la conception du projet,

Ils peuvent se répartir en quatre catégories :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération .
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

C'est pourquoi la connaissance de l'agglomération est un volet primordial pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

I.1. Situation géographique de la commune d'Ouled sidi brahim

Ouled sidi brahim est caractérisée par une position stratégique. Elle est située à 50 km au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya de M'sila, à une altitude de 560 m. Elle est traversée par la route nationale N°8 (Figure N°01).

Elle est limitée :

- a) Au nord : par la commune de Chellal et Ben zouh.
- b) Au sud : par la commune de Bou-saâda.
- c) A l'est : par la commune de Maarif.
- d) A l'ouest : par la commune de Tamsa.

I.2. Situation administrative [1]

La commune d'Ouled sidi brahim, est l'une des communes qui a émergé lors du découpage administratif de 1991. Actuellement c'est la chef-lieu de la daïra. Elle s'étend sur une superficie de 234 Km², avec une population de 12560 habitants selon les statistiques de 2014, d'où une densité de 54 hab/km².

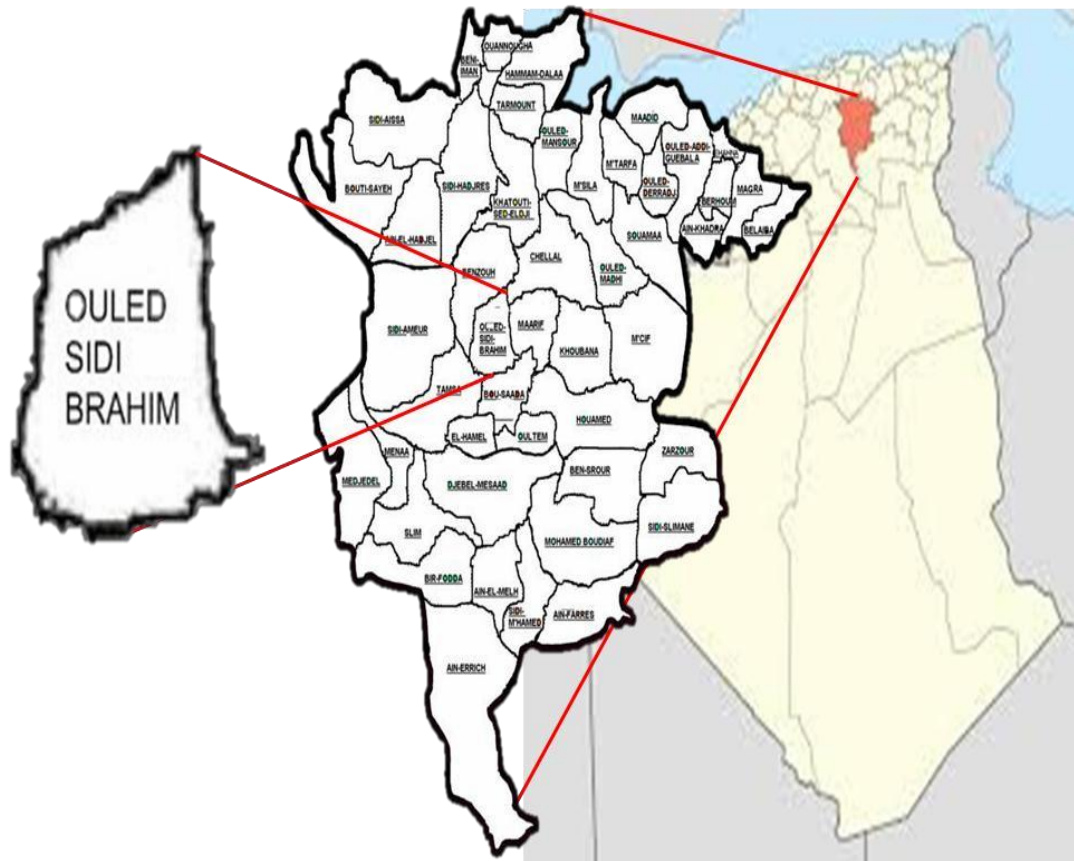


Figure I.N°1 : Plan de situation de la ville d'OULED SIDI BRAHIM

I.3. Situation géographique de la zone d'étude

Le plan d'occupation des sols N°2 prévoit une exploitation future d'un terrain de **15,71 ha**, actuellement en friche.

Il est limité par :

- Au Nord : Oued El Khawabi.
- Au Sud : Pos N°3 prévu.
- A L'Est : Route Nationale RN°8.
- A L'Ouest : chaâba.

I.4. Situation topographique

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau étant donné que l'évacuation s'effectuera globalement par gravité.

Cette région est scindée en deux (02) grandes zones :

La zone montagneuse représentée :

- Au sud par les monts des Kaf Lakhdar (816m) et Djebel khatraka (853m)
- A l'ouest Djebel arar (898m)
- Au nord-est se trouve une chaîne de collines Djebel alouiza (727m) et Djebel Lakbakhe (831m).

b) la zone de plaine : Il s'agit d'un terrain plat avec quelques talwegs (cha'aba) et des oueds, secs en été, qui divisent le tissu urbain en trois zones. Celles-ci couvrent la partie ouest parmi elle l'oued Khawabi .

Tous ces obstacles naturels ont conduit à l'extension de la ville du côté nord tout le long de la route nationale N°8.



Figure I.N°2 : Les différents reliefs de la commune d'OULED SIDI BRAHIM.

I.5. Données naturelles du site

I.5.1. 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 péculniaires et matériels à utiliser.

Parmi les structures géologiques les plus importantes dans cette région, on distingue :

- ❖ **Composantes géologiques** : ce sont des anciennes formations sédimentaires qui sont largement répandues à travers les bassins avec une épaisseur qui dépasse 10 m.

Elles sont composées des sédiments de limon avec une couleur grise, claire et riche en sable et parfois sous la forme de pierres éparpillées dans les oueds.

I.5.2. Séismicité

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

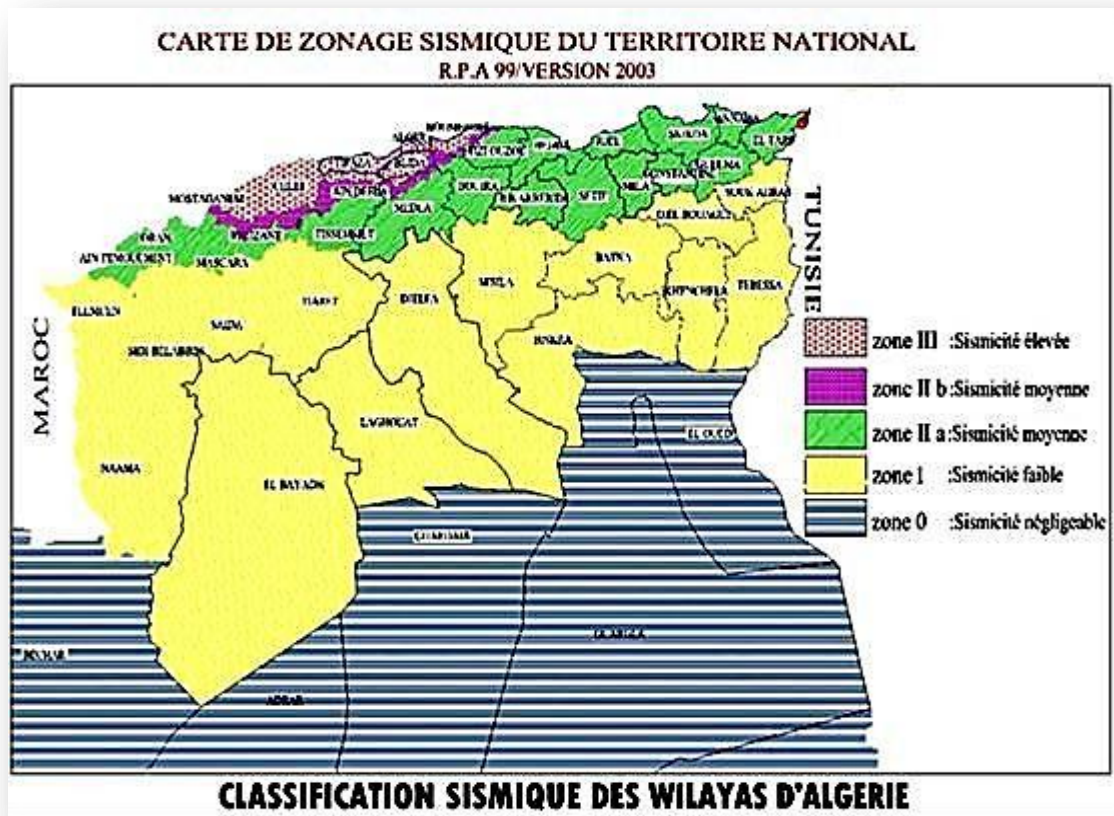


Figure I.N°3 : Classification sismique des wilayas d'Algérie

I.5.3. Effets climatiques [2]

On considère que le climat joue un rôle primordial dans l'aménagement urbain et c'est l'un des facteurs essentiels de l'occupation du sol.

Notre étude sera influencée par les changements climatiques : Climat froid en hiver, chaud et sec en période estivale.

I.5.3.1. La température

La température moyenne mensuelle est estimée à 17.5° C, alors que la température maximale est de 40 °C, enregistrée au mois de juillet et la valeur minimale est de 4.6 °C au mois de janvier (tableau I .1).

Tableau I.N°1 : Température moyenne mensuelles(2014). [2]

	Jan.	fév.	Mars	Avril	Mai	juin	juil.	aout	sep	oct.	nov.	déc.
Max C°	12.3	14.3	17.2	22	30.7	38.1	40	39.4	35.1	27.3	18.1	10.1
Min C°	4.6	7.4	8.2	10.5	10	11.8	18.2	16.1	12.1	8.5	9.7	7.8
Moy C°	8.45	10.8	12.7	12.5	20.3	24.9	29.1	27.7	23.6	17.9	13.9	8.95

Source A.N.R.H (Msila 2014)

I.5.3.2. Les vents

Les vents dominants sont principalement de direction nord à sud pour la période hivernale, parfois chargés de pluie ou de neige. Par ailleurs signalons que le sirocco (vent sec et chaud

« chhili ») souffle en été, généralement chargé de poussière et de sable. la vitesse maximale des vents est enregistrée durant le mois d'avril (Tableau I.N°2).

Tableau I.N°2 : vitesse mensuelle du vent(2014). [2]

	Jan.	fév.	Mars	avril	Mai	juin	juil.	aout	sep	oct.	nov.	déc.
Vitesse	11.2	13.1	14.3	15.8	14.4	11.6	9.63	8.95	8.95	7.36	10.4	11.4

Source A.N.R.H (Msila 2014)

I.5.3.3. 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.

On remarque que la pluviométrie annuelle est faible avec un total de (176.51 mm), elle varie de façon irrégulière d'un mois à un autre. Le mois le plus pluvieux est le mois de septembre (32.1 mm) et le mois le moins pluvieux est juillet (4,9 mm).(Tableau I.N°3)

Tableau I.N°3 : la précipitation mensuelle (2014) [2]

	Jan.	fév.	Mar	Avri	Mai	juin	juil.	Aou	sep	oct.	nov.	déc.
P (mm)	9.5	11.5	7.9	27.1	22.2	6.9	4.9	11.7	32.1	21.5	9.11	12.1

Source A.N.R.H (Msila 2014)

I.5.3.4. 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.N°4 :l'humidité mensuelle (2014) [2]

	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 %

Source A.N.R.H (Msila 2014)

I.6. Situation démographique

La population est un élément fondamental pour lequel tous les programmes de développement sont projetés.

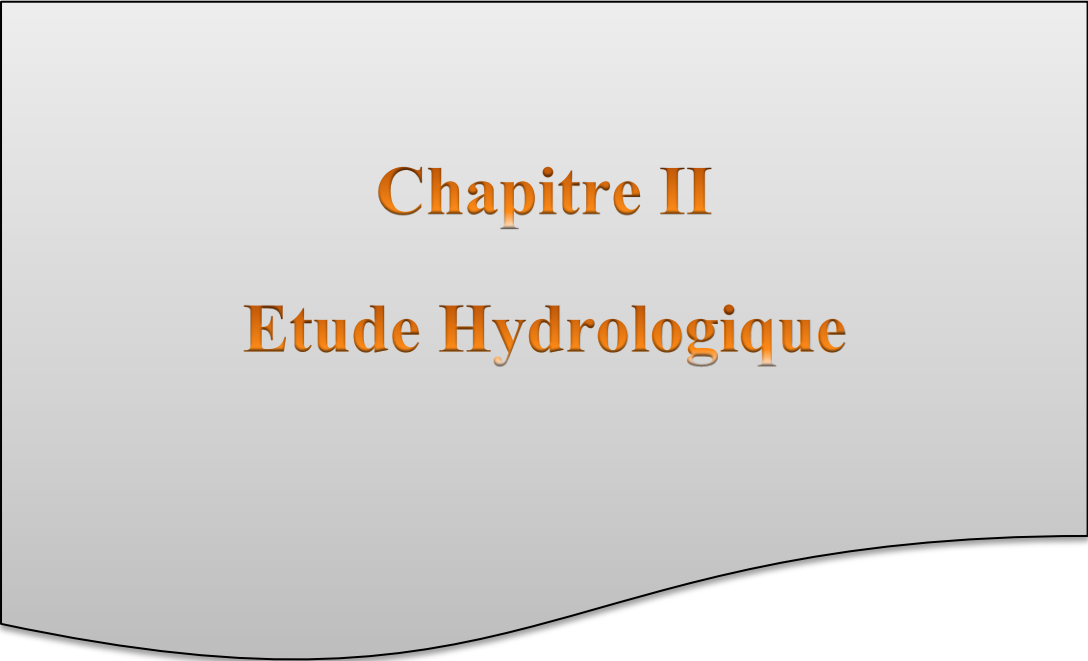
L'analyse du cadre humain nous permet de connaître les besoins réels de cette population.

- ✓ Etant donné que la zone d'étude est actuellement un terrain vide, avec une éventualité d'occupation, nous prendrons pour base de calcul les chiffres actuels de la population de la commune d'Ouled Sidi Brahim pour déterminer le nombre d'habitants du POS.
- ✓ La population totale de cette commune, selon les statistiques de 2014, est de 12560 hab. avec un taux d'accroissement de **1,61%**.
- ✓ L'occupation du sol au Km², est de 50 log par Km².
- ✓ 7 personnes par logement est un taux appliqué dans les calculs en Algérie Dans le POS les autorités ont proposé d'y construire :
 1. 1168 logements semi-collectifs qui seront bâtis sur la moitié nord du dit terrain dont la superficie est de 28941 m²
 2. 284 maisons individuelles sur la moitié sud de la zone d'étude de 66324.57m²
 3. Une zone commerciale tout le long de l'axe de la route principale du POS. Tout cela nous donnera après calcul, une population de 10164 habitants.

C'est ce nombre que nous adopterons pour déterminer et calculer les besoins de la population en superficie géographique nécessaire pour subvenir aux besoins de la population dans la Commune d'Ouled Sidi Brahim

I.7. Conclusion

Ayant défini les données concernant le site du point de vue démographique, géologique, topographique, géographique, climatologique, nous procéderons à l'élaboration de l'étude qui consistera à projeter un réseau d'assainissement viable pour l'agglomération de la ville d'Ouled Sidi Brahim.



Chapitre II
Etude Hydrologique

Chapitre II

Etude Hydrologique

II. Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie l'eau sous ses aspects quantitatifs et qualitatifs durant les différentes phases de son cycle dans la nature.

L'hydrologie utilise des modèles mathématiques pour prédire les différents phénomènes hydrologiques dans le but de gérer les ressources hydriques d'une manière proactive et non réactive.

Ainsi l'hydrologue relie, par exemple, le débit à l'exutoire d'un bassin aux précipitations génératrices du ruissellement. Comme il existe un délai entre les deux phénomènes, l'hydrologie peut alerter les riverains afin de limiter les dégâts causés par les inondations. Cette marge de manœuvre peut être augmentée grâce au radar météorologique qui prédit les précipitations avant même qu'elles n'atteignent le sol.

L'hydrologue peut aussi utiliser ces prévisions et agir sur le système hydrique afin d'éviter ou du moins de diminuer l'ampleur des dégâts. Ainsi, il prendra la décision de vider un réservoir en prévision d'un volume de ruissellement qu'il aura prédit et qui pourrait occasionner des dégâts en aval.

Cette évaluation est liée directement à des données hydrologiques qui sont principalement les petites pluies et les averses.

II.1. Les petites pluies

La terminologie admise désignant « petites pluies » : ce sont les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses.

Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0,5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux.

II.2. Les averses

Une averse est un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et concerne une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant une période pluvieuse continue, pouvant avoir

plusieurs pointes d'intensité.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydro-gramme suite au dépouillement d'un pluviogramme 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 en un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

A. Les averses considérées dans les études de réseaux se caractérisent par:

- ✓ Un volume important.
- ✓ Une forte intensité par unité de temps.
- ✓ Un épiderme orageux, un déplacement du foyer et une diffusion dans l'espace.

A.1. La mesure de ces averses est effectuée à l'aide des appareils suivants :

Les pluviomètres, Les pluviographes (le pluviographe à siphon et le pluviographe à augets basculeurs) qui relèvent les hauteurs d'eau tombée en 24 h.

II.3. Le période de retour

Période de retour, synonyme période de récurrence : Moyenne à long terme du temps ou du nombre d'années séparant un événement de grandeur donnée d'un second événement d'une grandeur égale ou supérieure. Exemple : pointe de crue.

II.3.1. Choix de la période de retour

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se re-manifester.

Dans le domaine d'assainissement le choix de la période de retour se fait à partir des situations générales ou particulières, de degrés de protection ou de compromis dont l'évaluation appartient aux responsables locaux. Il est en effet préférable d'obtenir sur l'ensemble d'un réseau un degré de protection, par exemple $T=5$ ans, plutôt que de réaliser des extensions de fréquence décennale, sachant que les collecteurs en aval seront insuffisants. En Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

II.4. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation [3]

Avant de mettre toutes les données pluviométriques, nous procédons au calcul de l'intensité moyenne de précipitation pour une durée « T » et une fréquence « F »

Pour cela il faut :

- ❖ Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- ❖ Calculer des paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- ❖ Calculer la valeur d'intensité moyenne des précipitations.

$$i_m = \frac{dh}{dt} \quad (\text{II. 1})$$

Calcul des différents paramètres de la série [2]

le but principal de cette étude est de déterminer L'intensité moyenne maximale.

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

On prendra comme base de calcul, la série pluviométrique de Bou-Saada (aéroport) (code 6051500) wilaya de M'SILA fournie par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H) qui archive 27 ans d'observations (tableau II.1).

Tableau II.N°1 : Pluviométrie maximale journalière à la station de l'aéroport de Bousaâda
(Période 1979 - 2006)

Année	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Pmax
1979 – 1980													
PJ max (mm)	9,5	7,3	0,0	0,0	4,2	7,3	10,7	10,7	17,9	4,2	0,0	1,5	17,9
1980 – 1981													
PJ max (mm)	16,3	0	22,7	11	0	12,5	2,6	4,6	1,9	3,6	8,3	3,4	22,7
1981 – 1982													
PJ max (mm)	7,4	6,8	0	23	3,8	4,6	9,5	17,4	19,9	0	0	0	23
1982 – 1983													
PJ max (mm)	2,8	15,6	17,9	1,3	0	5,3	0	16,3	3,5	3,8	0	27,2	27,2
1983 – 1984													
PJ max (mm)	0	0	1,3	1,4	17,1	2,4	4,7	5,9	6,4	4,2	0	5,9	17,1
1984 – 1985													
PJ max (mm)	0	7,2	11,3	0,7	15,5	15,6	9,4	5,9	5,3	2,3	1,5	0	15,6
1985 - 1986													
PJ max (mm)	10,4	9,3	9,1	11	5,3	3,4	10,8	7,5	0	14,4	0	4,3	14,4
1986 - 1987													
PJ max (mm)	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
1987 - 1988													
PJ max (mm)	0	12,9	21,5	4,2	3,8	0	4,8	24,5	17,8	18,3	0	0	24,5

	1988 - 1989												
PJ max (mm)	0	3,8	9,4	5,3	0	4,6	0	4,8	6,8	19,5	0	7,2	19,5
	1989 - 1990												
PJ max (mm)	22,4	14,2	6,9	6,9	9,3	0	9,7	20,2	26,4	5,7	9,2	0	26,4
	1990 - 1991												
PJ max (mm)	8,9	0	8,6	9,5	0	6,2	22,9	0	20,3	0	0	0	22,9
	1991 - 1992												
PJ max (mm)	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
	1992 - 1993												
PJ max (mm)	5,6	0	5,6	0,5	0	11,5	1,3	3,9	19	1,4	0	0,4	19
	1993 - 1994												
PJ max (mm)	20,1	0	19,3	15	3,8	3,9	3,5	0	0	0	0	0	20,1
	1994 - 1995												
PJ max (mm)	12,5	6,9	1,7	2,8	14,2	0,4	24,6	4,5	0	3,9	0	0	24,6
	1995 - 1996												
PJ max (mm)	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
	1996 - 1997												
PJ max (mm)	8	11	4	4,3	10	10,7	2,5	5,3	11	16,9	28,5	9	28,5
	1997 - 1998												
PJ max (mm)	17	2,9	2,5	11	13,2	10,7	15,7	16,8	38	23,1	13,7	2,6	38
	1998 - 1999												
PJ max (mm)	12,5	1,2	15,1	6,8	11,42	3,4	3,4	7	3,3	3,5	0	13,1	15,1
	1999 - 2000												
PJ max (mm)	17,5	30,4	8,5	15	0	0	4,9	1,7	30,4	5,9	0	4,3	30,4
	2000 - 2001												
PJ max (mm)	9	6,7	3,4	8,9	29	4	2,1	10,5	10,6	0	0	1,7	29
	2001 - 2002												
PJ max (mm)	10,9	17,5	6,6	6,9	2,7	0	2,4	2,6	2,7	7,9	1,8	3,3	17,5
	2002 - 2003												
PJ max (mm)	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
	2003 - 2004												
PJ max (mm)	11,2	22,6	13,1	11	0	1,7	13,1	26,4	29	7,1	4,5	8,9	29
	2004 - 2005												
PJ max (mm)	12,6	8,1	14	33	8	10,3	11,9	3,5	0	6,7	5,6	1,9	33
	2005 - 2006												
PJ max (mm)	15,4	3,8	9,5	2,2	12,5	36,9	0	17,5	9,5	2,4	19,3	2,8	36,9

II.5.1. Moyenne des précipitations maximales journalières

Appliquons la formule suivante :

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (\text{II. 2})$$

Avec:

X_i : Hauteur des pluies maximales journalières en (mm).

n : Nombre d'années d'observations ($n=27$).

La somme des précipitations maximales journalières durant 27 ans d'observations :

$$\sum_{l=1}^{n=27} x_i = 666,4 \text{ mm}$$

❖ La moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=27} X_i}{n} = \frac{666,4}{27} = 24,68 \text{ (mm)}$$

n : Le nombre d'années d'observations ($n = 27$ ans).

❖ L'écart type σ_x : Pour $n \leq 27$ ans ; on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (\text{II. 3})$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_1^{27} (X_i - 24,68)^2}{27 - 1}} = 7,69 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_x = 7,69 \text{ mm}$$

Le coefficient de variation C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} \quad (\text{II. 4})$$

$$C_v = \frac{7,69}{24,68} = 0,31 \text{ mm} \Rightarrow cv = 0.31 \text{ mm}$$

L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'ANRH, l'exposant climatique est égal à : $b=0,36$

II.6. Choix de la loi d'ajustement

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

Les critères de choix d'une loi sont liés en premier lieu à un ajustement graphique et en second lieu à un test de dispersion. L'allure des points sur le 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).

Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- ❖ A qualité égale, la loi qui à le moins de paramètres est à retenir .
- ❖ A qualité égale et nombre de paramètres égaux, il faut comparer les estimations des deux lois Si ces estimations sont différentes, il faut prendre une nouvelle loi, quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

En assainissement les deux lois généralement utilisées sont :

- ✓ **Loi de GUMBEL.**
- ✓ **Loi de GALTON .**

II.6.1. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

A. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II. 5})$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

$-x_0$: le paramètre de position (mode).

$-\alpha$: le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « grade x » quand il se trouve sous forme de $(1/\alpha)$.

Par un changement de variable $y = \alpha(x-x_0)$ donc la loi de GUMBEL s'écrit :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II. 6})$$

$y = \alpha(x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de GUMBEL :

$$X = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \quad (\text{II. 7})$$

Les étapes à suivre pour l'ajustement, suivant la loi de GUMBEL, sont les suivantes

1. Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
2. Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$f(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II. 8})$$

Avec :

m : Numéro d'ordre .

n : Taille de la série

3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
4. Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -[\ln(-\ln(f(x)))] \quad (\text{II. 9})$$

5. Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
6. Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N=27} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II. 10})$$

\bar{x} et \bar{y} sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

7. Calculer les paramètres d'ajustement $\frac{1}{\alpha}$ et x_0 ; sachant que est la pente de la droite et, l'ordonnée à l' origine.
8. Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.

B. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule

$$X = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \quad (\text{II. 11})$$

1/a : La pente de la droite de GUMBEL :

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma \quad (\text{II. 12})$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78 \times \sigma_x \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0.78 \times 8.09 = 6.31 \text{ mm} \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 6.31 \text{ mm}$$

Représente l'ordonnée à l'origine :

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{\alpha} \bar{Y} \quad (\text{II. 13})$$

x: Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$Y = \frac{\sum_{i=1}^{N=27} \bar{Y}}{N} = \frac{15,3}{27} = 0,56 \text{ mm}$$

$$X_0 = 24,68 - (7,69) \times (0,56) = 20,14 \text{ mm}$$

Donc la droite de Gumbel devient : $x = 8,09 y + 20,14$

D'où : $P \text{ Max (p\%)} = 8,09 y + 20,14$

B.1. Coefficient de corrélation :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N=26} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} = 0,98$$

Le coefficient de corrélation $r = 0.98$

Remarque :

On voit que $r = 0,98 > 0,8$ est donc la corrélation acceptable. A partir du graphe nous avons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL (**voir graphe (II.N°1)**) à l'aide du logiciel (HYDROLAB).

La variable réduite égale $y = -\ln(-\ln F(90\%)) = 2,25$

B.2. L'intervalle de confiance du quantile :

$P_{\max, j} (p\%) : 31,484 < 34,72 < 39,79 = (80 \%)$ (Voir tableau II.N°3)

Tableau II.N° 2 : Ajustement à une loi de GUMBEL par logiciel Hydrolab.

Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n=27

Xo=21,22

g=6,00

I.C. à (en%)=

80%

U Gauss=1,2817

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
17,9	12,4	1	0,019	-1,384	12,4	12,9198	9,5960	15,1257
22,7	14,4	2	0,056	-1,061	14,4	14,8525	12,0652	16,7994
23,0	15,1	3	0,093	-0,867	15,1	16,0192	13,5265	17,8391
27,2	15,6	4	0,130	-0,714	15,6	16,9338	14,6509	18,6753
17,1	17,1	5	0,167	-0,583	17,1	17,7212	15,6005	19,4136
15,6	17,5	6	0,204	-0,464	17,5	18,4338	16,4425	20,0992
14,4	17,9	7	0,241	-0,353	17,9	19,0992	17,2119	20,7563
12,4	19,0	8	0,278	-0,248	19,0	19,7346	17,9297	21,4004
24,5	19,5	9	0,315	-0,145	19,5	20,3514	18,6100	22,0424
19,5	20,1	10	0,352	-0,044	20,1	20,9585	19,2628	22,6908
26,4	22,7	11	0,389	0,057	22,7	21,5627	19,8963	23,3526
22,9	22,9	12	0,426	0,158	22,9	22,1703	20,5172	24,0342
27,8	23,0	13	0,463	0,261	23,0	22,7871	21,1318	24,7417
19,0	24,5	14	0,500	0,367	24,5	23,4187	21,7461	25,4814
20,1	24,6	15	0,537	0,475	24,6	24,0715	22,3663	26,2604
24,6	26,4	16	0,574	0,589	26,4	24,7522	22,9994	27,0867
31,4	27,2	17	0,611	0,708	27,2	25,4692	23,6528	27,9702
28,5	27,8	18	0,648	0,836	27,8	26,2326	24,3358	28,9235
38,0	28,5	19	0,685	0,973	28,5	27,0553	25,0598	29,9632
15,1	29,0	20	0,722	1,123	29,0	27,9548	25,8395	31,1118
30,4	29,0	21	0,759	1,289	29,0	28,9558	26,6954	32,4016
29,0	30,4	22	0,796	1,479	30,4	30,0949	27,6576	33,8812
17,5	31,4	23	0,833	1,702	31,4	31,4305	28,7734	35,6284
42,5	33,0	24	0,870	1,974	33,0	33,0651	30,1256	37,7802
29,0	36,9	25	0,907	2,331	36,9	35,2063	31,8808	40,6148
33,0	38,0	26	0,944	2,862	38,0	38,3893	34,4679	44,8509
36,9	42,5	27	0,981	3,980	42,5	45,0947	39,8704	53,8224

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,9	2,250	34,720	31,484	39,970	34,72038	0,90	10,00

Ajustement à une loi de Gumbel

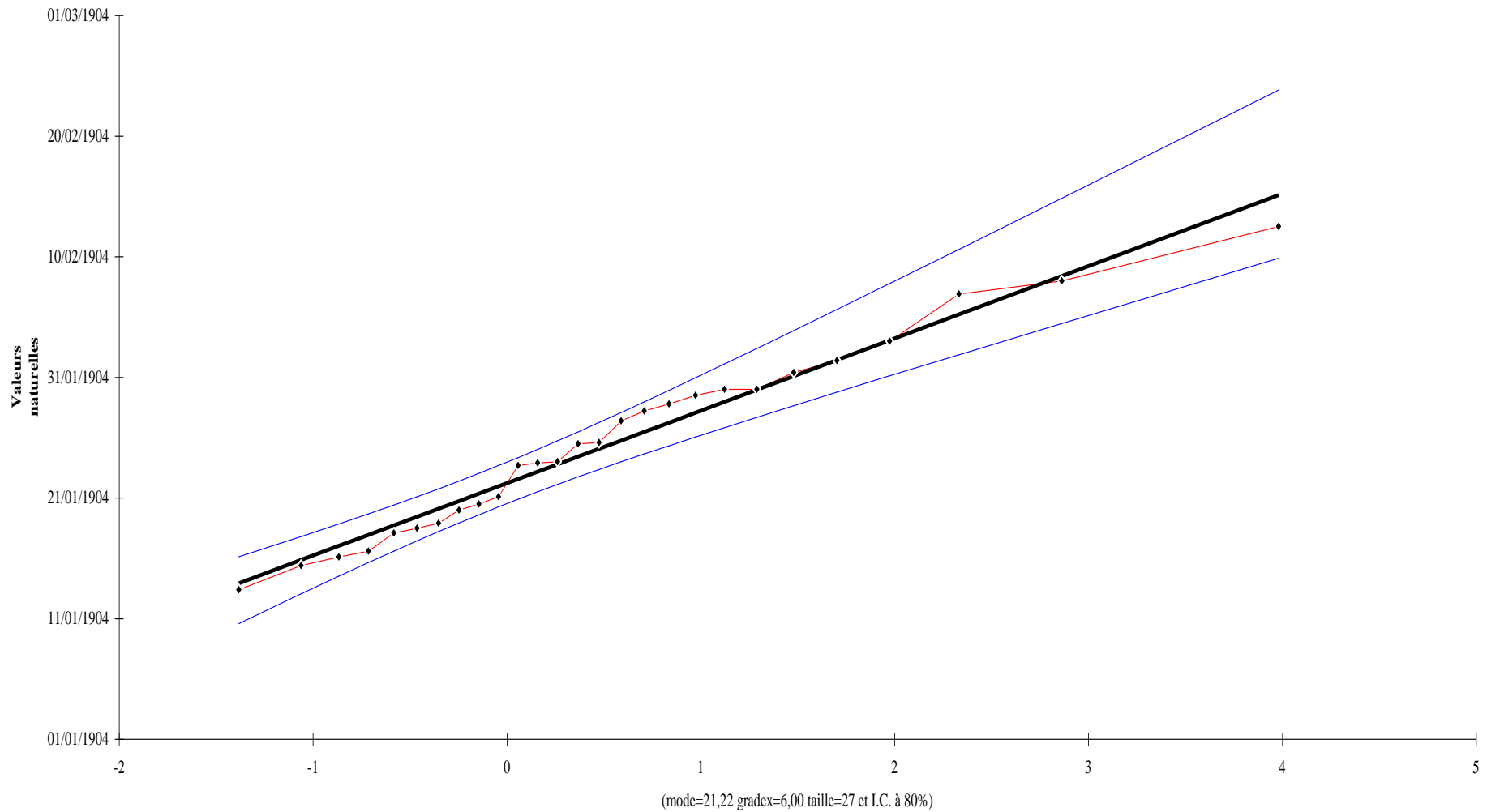


Figure II.N°1 : Ajustement à une loi de GUMBEL par logiciel Hydrolab

C. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (\text{II. 14})$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est à la forme : (Variable réduite de GAUSS)

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{II. 15})$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \log \bar{x} + \sigma \log u(p\%) \quad (\text{II. 16})$$

On dresse un tableau avec le **log x_i** ainsi que les fréquences correspondantes.

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\log \bar{x} + u\sigma \log x$ est l'équation d'une droite sur papier gauss - logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

C.1. Procédé d'ajustement :

1. Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
2. Calcul de la fréquence expérimentale par la formule de HENRI ;
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
4. Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\log \bar{x}$ et $\sigma \log x$
5. Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
6. Détermination de la droite de Galton $\text{Log } x = \log \bar{x} + u\sigma_{\log x}$
7. détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement

$$x_p\% = 10^{\log x_p\%} \text{ d'où : } x_p = 10^{\log \bar{x} + uP\%\sigma \log x}$$

C.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\log \bar{x} = \frac{\sum_1^{27} \log x_i}{n} \quad (\text{II. 17})$$

$$\log \bar{x} = \frac{2,82}{27} \quad \Rightarrow \quad \log \bar{x} = 0,104$$

-Ainsi on aura : La droite de Galton est représentée sur le graphe (II.N°2).

C.3. L'intervalle de confiance du quantile :

P_{maxj} (10%) : 32.1 < 35.4 < 39.9 = 80% (voir tableau II.N°3)

Tableau II.N°3 : Ajustement à une loi de GALON par logiciel Hydrolab

Ajustement à une loi de GALON

Taille n=27

Moy.log(x-xo)=1,371697115

Xo = 0

E.T. log(x-xo)=0,137985655

I.C. à (en%)=

80%

U Gauss=1,282

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
17,9	12,4	1	0,019	-2,086	12,4	12,1307	10,2873	13,721782
22,7	14,4	2	0,056	-1,594	14,4	14,1843	12,3601	15,768733
23	15,1	3	0,093	-1,325	15,1	15,447	13,6458	17,029984
27,2	15,6	4	0,130	-1,128	15,6	16,4445	14,6632	18,03193
17,1	17,1	5	0,167	-0,967	17,1	17,3067	15,5416	18,904201
15,6	17,5	6	0,204	-0,828	17,5	18,0886	16,3356	19,701602
14,4	17,9	7	0,241	-0,704	17,9	18,8193	17,0745	20,453506
12,4	19	8	0,278	-0,589	19	19,5169	17,7759	21,178172
24,5	19,5	9	0,315	-0,482	19,5	20,1935	18,4518	21,888281
19,5	20,1	10	0,352	-0,380	20,1	20,8583	19,1111	22,593489
26,4	22,7	11	0,389	-0,282	22,7	21,5186	19,7606	23,301786
22,9	22,9	12	0,426	-0,186	22,9	22,1808	20,4062	24,0203
27,8	23	13	0,463	-0,093	23	22,8507	21,0532	24,755849
19	24,5	14	0,500	0,000	24,5	23,5341	21,7066	25,51537
20,1	24,6	15	0,537	0,093	24,6	24,2379	22,3726	26,307327
24,6	26,4	16	0,574	0,186	26,4	24,9699	23,0577	27,141415
31,4	27,2	17	0,611	0,282	27,2	25,7383	23,7687	28,028166
28,5	27,8	18	0,648	0,380	27,8	26,5531	24,5138	28,980728
38	28,5	19	0,685	0,482	28,5	27,4273	25,3036	30,016163
15,1	29	20	0,722	0,589	29	28,3781	26,1521	31,157526
30,4	29	21	0,759	0,704	29	29,43	27,0786	32,437421
29	30,4	22	0,796	0,828	30,4	30,6189	28,1121	33,904544
17,5	31,4	23	0,833	0,967	31,4	32,0022	29,2979	35,63686
42,5	33	24	0,870	1,128	33	33,6802	30,7151	37,77167
29	36,9	25	0,907	1,325	36,9	35,8551	32,5222	40,587833
33	38	26	0,944	1,594	38	39,0468	35,1235	44,809694
36,9	42,5	27	0,981	2,086	42,5	45,657	40,363	53,838393

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0,9	1,282	35,36366737	32,11659	39,9469826	35,3637	0,900	10,0

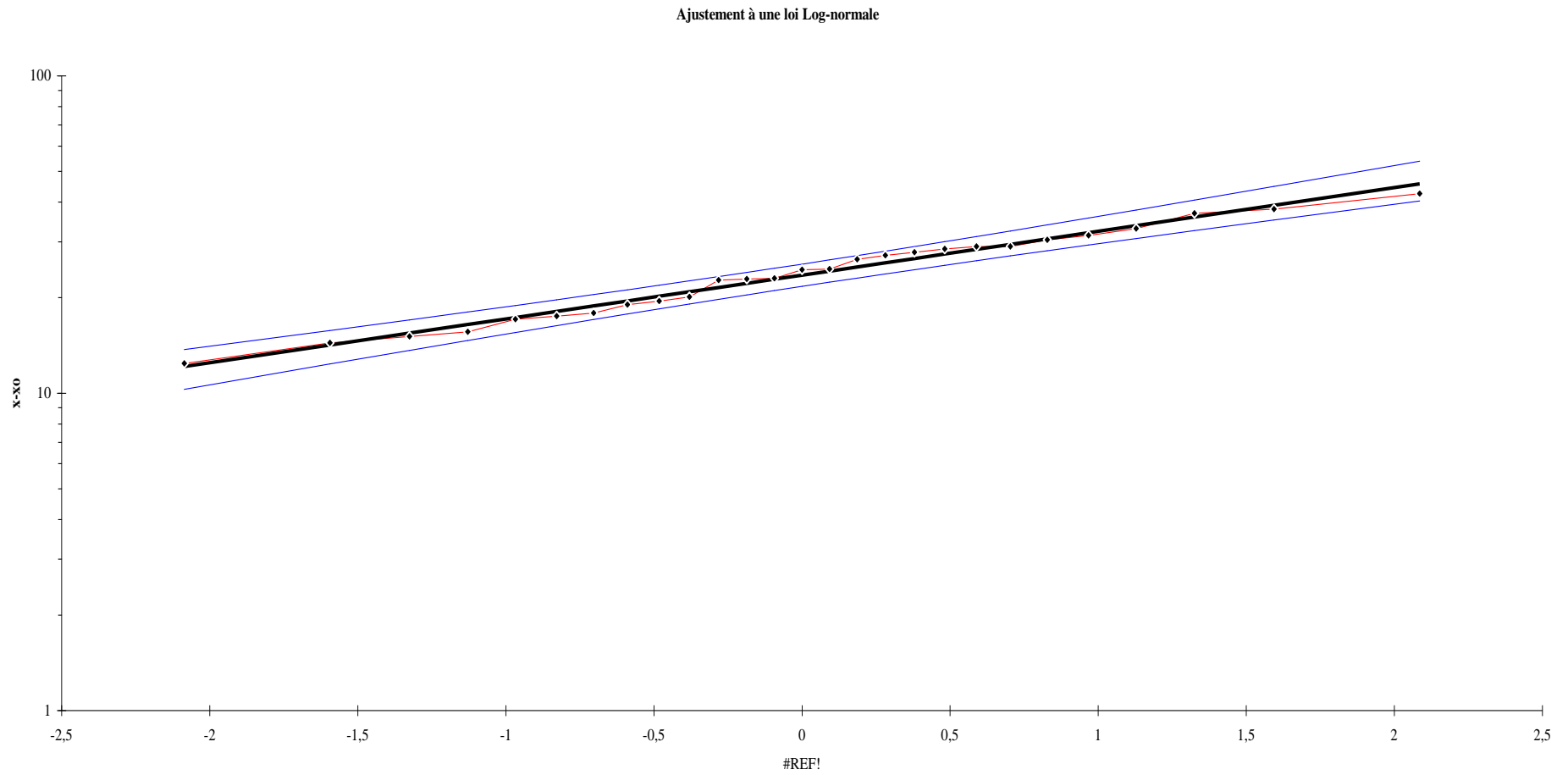


Figure II.N°2 : Ajustement à une loi de GALON par logiciel Hydrolab

II.7. Calcul de l'intensité de pluie de 15 min de durée et une période de retour de 10 ans par la formule de Montanari

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, nous utilisons la formule de Montanari :

$$I_t(15\text{min})(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II. 18})$$

- ❖ $I_t(15\text{min})(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;
- ❖ $I_{24}(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;
- ❖ t: durée de l'averse en heures, $t=0,25\text{h}=15$ min pour une période de retour de 10 ans ;
- ❖ b: Exposant climatique de la région ($b=0,36$) qui est donné par l'ANRH (M'Sila) ;

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc:

$$I_{15\text{min},10\%} = I_{24}(10\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24}(10\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II. 19})$$

- **D'après la loi de Gumbel :**

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{34,72}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,64} = 26,85 \Rightarrow I_{15\text{min},10\%} = 26,85\text{mm/h}$$

- **D'après la loi de Galton :**

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{35,36}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,64} = 27,35 \Rightarrow I_{15\text{min},10\%} = 27,35\text{mm/h}$$

- **Interprétation des graphes (II.N°1 et II.N°2) :**

La projection des données expérimentales sur les graphes (II.N°1) et (II.N°2) a permis de voir que la loi de Galton est meilleure du moment que, la donnée expérimentale est proche de la droite théorique.

II.8. Conclusion

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la droite de Galton qui est la meilleure loi d'ajustement de précipitation maximale journalière, il a été conclu la ($I_{15\text{min},10\%}=27,35 \text{ mm/h}$). Pour le dimensionnement optimal de notre réseau il convient de retenir la valeur donnée par la loi de **Galton** qui est ($I_{15\text{min},10\%}=27,35 \text{ mm/h}$). D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit

Spécifique

Chapitre III

Calcul de base

Chapitre III

Calcul de base

III. Introduction

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement.

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

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

III.1. Situation démographique [1]

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

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

Avec :

- **P_t** : Nombre d'habitants à l'horizon futur.
- **P₀** : Nombre d'habitants actuellement.
- **T** : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 1,61%.
(d'après L'A.P.C d'ouled Sidi brahim).
- **n** : écart d'années entre les deux horizons (2016-2041) N = 25ans.

Tableau III.N°1 : Estimation de la population

Nombre d'habitants du projet 2014	Nombre d'habitants du projet 2016	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants futur 2041
12560 hab	12968 hab	1,61%	19332 hab

III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires [4]

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

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- ✓ La nature des sols
- ✓ La densité des habitations
- ✓ Les courbes de niveaux
- ✓ 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 se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants.

III.3. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales [6]

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

- ☞ Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.
- ☞ Assurer l'alimentation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitaire.

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

- ☞ Système unitaire
- ☞ Système séparatif
- ☞ Système pseudo séparatif

III.3.1. Système unitaire

Dans les quels un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. En principe, toutes les eaux arrivent à la station d'épuration qui reçoit alors un effluent de quantité et de qualité très variables. Pour éviter cela, des ouvrages de déviation sont répartis sur le réseau pour permettre à la station de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité. Ce système est intéressant par sa simplicité puisqu' il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé.

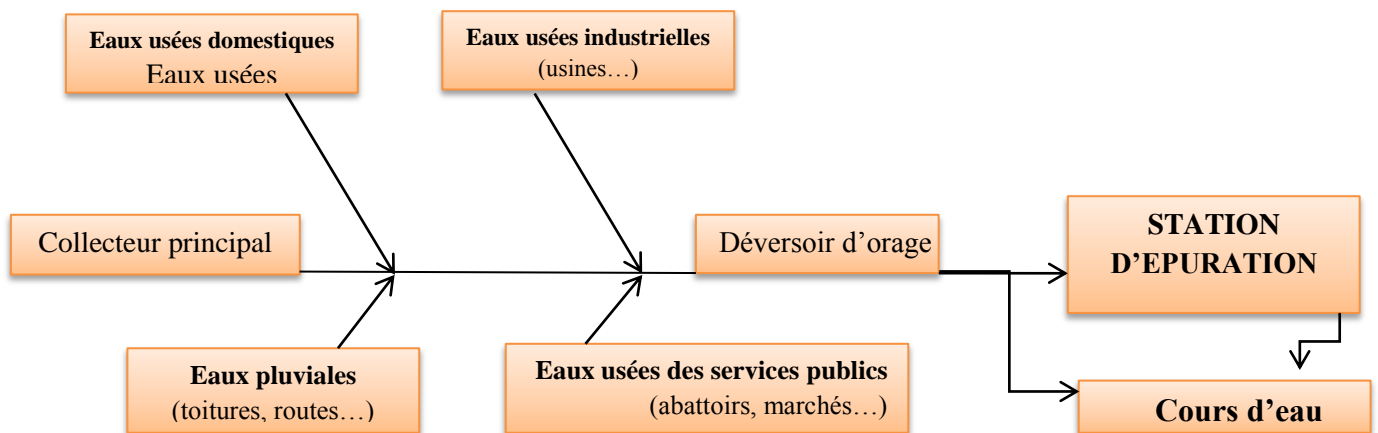


Tableau III.N°2:Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales) - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales - apport de sable important à la station d'épuration - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

III.3.2 Système séparatif

Dans les quels deux réseaux sont mis en place ;

☞ **Réseau Pluvial** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.

☞ **Réseau d'Eaux Usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plus part du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.

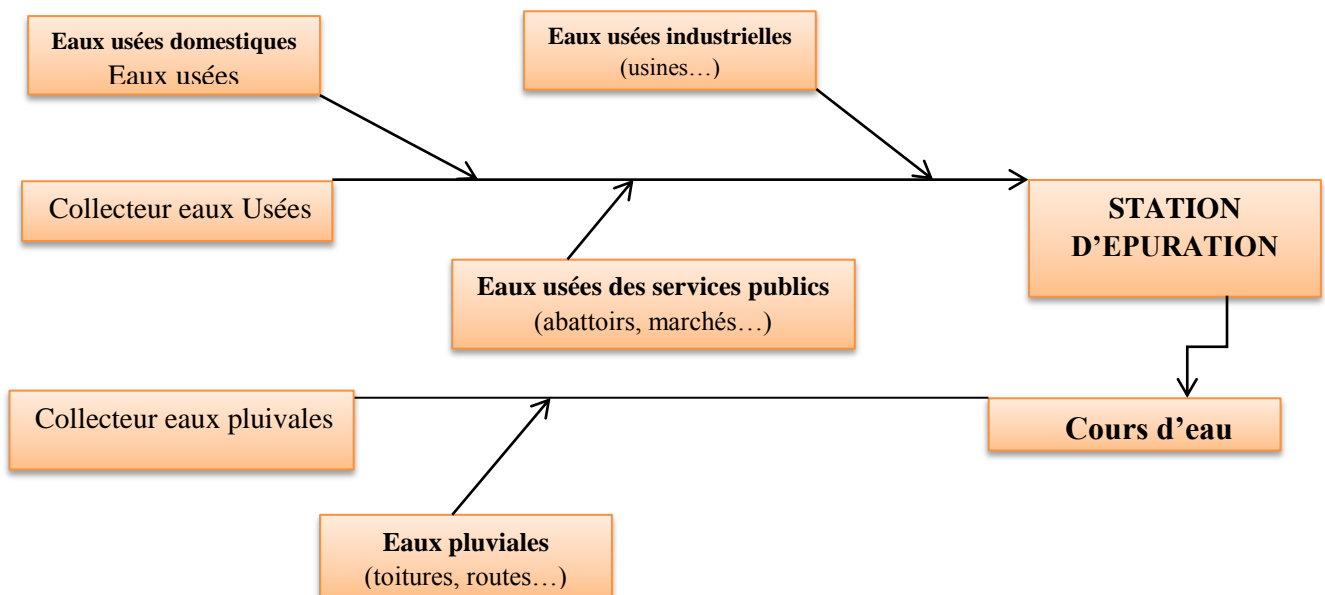


Tableau III.N°3 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<p>- petites et moyennes agglomérations ;</p> <p>- extension des villes ;</p> <p>- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</p>	<p>- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées</p> <p>- exploitation plus facile de la station d'épuration</p> <p>- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques</p> <p>- certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).</p>	<p>- encombrement important du sous-sol</p> <p>- coût d'investissement élevé</p> <p>- risque important d'erreur de branchement.</p>	<p>- Surveillance accrue des branchements ;</p> <p>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ;</p> <p>- entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs) ;</p> <p>- entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ;</p> <p>- détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).</p>

III.3.3. système pseudo séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

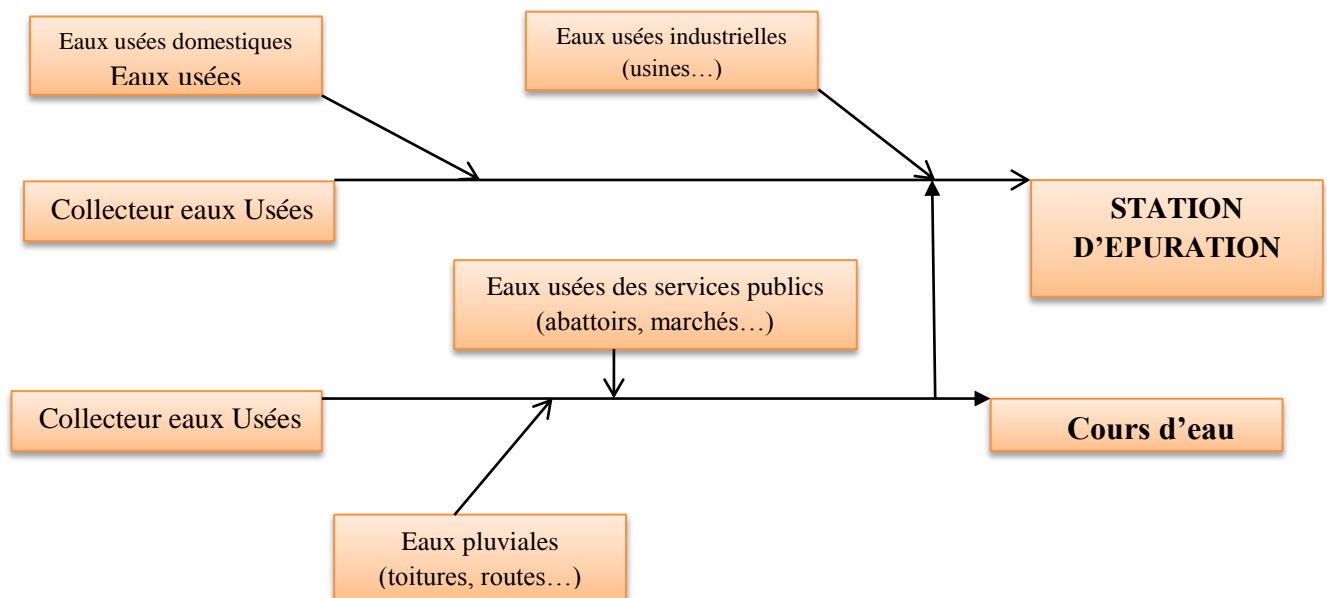
L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

✓ **Remarque :**

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

Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux d'extensions.



III.4. Choix du système d'assainissement

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

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

➤ **Remarque :**

Comme le but de cette étude est l'étude du réseau d'assainissement de la zone de ouled sidi brahim, notre choix se porte sur un système unitaire.

III.5. Différents schémas d'évacuation

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue quatre schémas d'évacuation.

III.5.1. Schéma Perpendiculaire

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

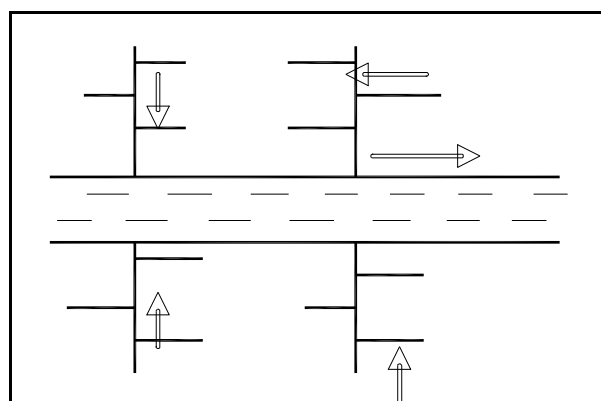


Figure III.N°1 : Schéma perpendiculaire

III.5.2. Schéma à Déplacement Latéral

On adopte ce type de schéma quand il y'a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

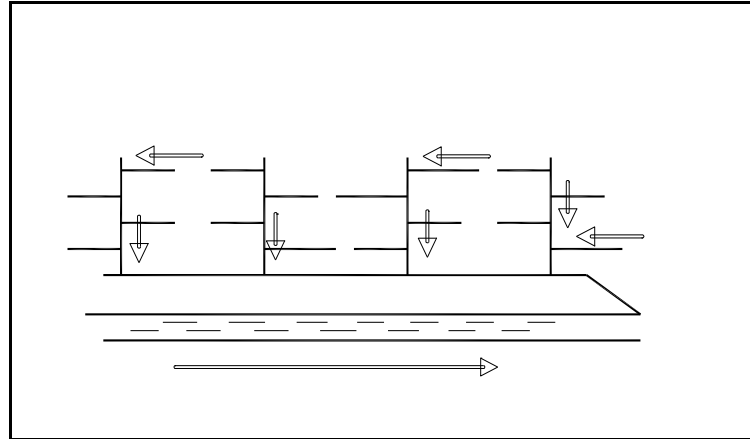


Figure III.N°2 : Schéma à déplacement latéral

III.5.3. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

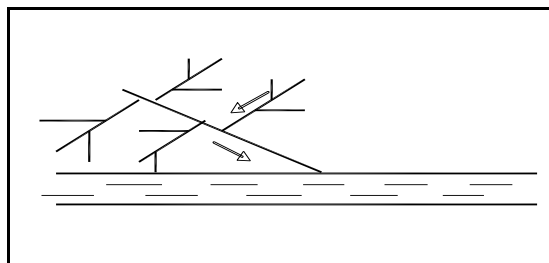


Figure III.N°3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.4. Schéma à Collecteur Etagé

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

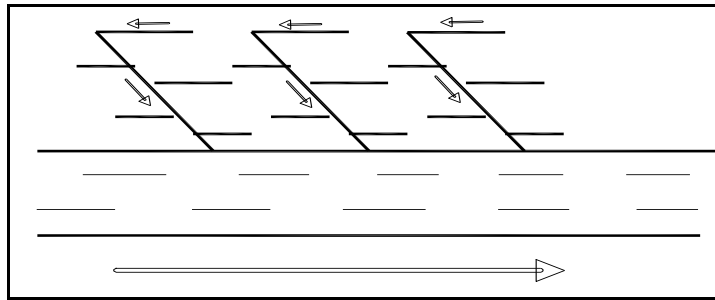


Figure III.N°4 : Schéma à Collecteur Etagé

III.5.5. Schéma Type 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. [2]

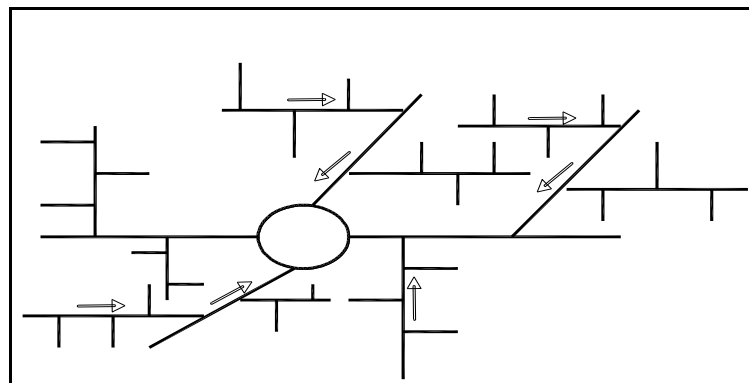


Figure III.N°5 : Schéma Type Radial

III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation [6]

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.

➤ **Remarque :**

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville (pente faible), on est contraint d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; d'où on optera à un schéma de collecte par zones étagées.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement [5]

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

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.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle 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 et du sol.

III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

$$C_{rp} = \frac{0.98 t}{4.53 + t} p + \frac{0.78 t}{31.17 + t} (1 - p) \quad (\text{III. 1})$$

Où : C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure.

p : pourcentage de surface imperméabilisée.

III.7.2. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Tableau III.N°4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces**Tableau III.N°5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée [5]**

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

✓ **Remarque :**

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte la densité des habitats. Nous avons référence au plan de masse et des données de la direction d'urbanisme.

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

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

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

III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré

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

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

Avec :

A_i : surface du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

Application numérique :

$$C_{rp} = \frac{7.67}{51.71} = 0.488$$

III.8.2. Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} P_t}{C_{rp} A} \quad (\text{III. 3})$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

A : surface totale (ha) $A=15,71$ ha

P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2041= 19332 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A \quad (\text{III.4})$$

-
- ✓ **Remarque :** les résultats de calcul du nombre d'habitants de sous bassins, sont reportés dans le tableau (III.N°6).
 - **Conclusion :** Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :
 - ✓ On fixe l'horizon de calcul à 2041, soit une population future de 19332 habitants.
 - ✓ Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire, muni d'une déviation des eaux pluviales venant de l'amont de l'agglomération.
 - ✓ Le schéma d'évacuation adopté est le schéma de collecte par zones étagées.
 - ✓ Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduit à distinguer 65 sous bassins.

Tableau III.N°6 : Détermination du nombre d'habitants

N ° SB	SURFACE (HA)	C _r	∑Cri*S SB	D _i	P _i
BV 1	0,17	0,3	0,052	756,18	131
BV 2	0,17	0,5	0,084	1260,29	212
BV 3	0,16	0,2	0,033	504,12	83
BV 4	0,21	0,7	0,150	1764,41	378
BV 5	0,13	0,7	0,091	1764,41	229
BV 6	0,08	0,6	0,047	1512,35	117
BV 7	0,16	0,7	0,112	1764,41	282
BV 8	0,21	0,3	0,063	756,18	160
BV 9	0,91	0,9	0,817	2268,53	2059
BV 10	0,22	0,3	0,067	756,18	169
BV 11	0,10	0,6	0,060	1512,35	150
BV 12	0,09	0,6	0,051	1512,35	129
BV 13	0,10	0,3	0,031	756,18	79
BV14	0,19	0,5	0,095	1260,29	240
BV15	0,17	0,5	0,083	1260,29	209
BV16	0,09	0,7	0,060	1764,41	152
BV17	0,09	0,2	0,019	504,12	48
BV 18	0,26	0,4	0,106	1008,23	267
BV 19	0,19	0,4	0,075	1008,23	188
BV 20	0,20	0,4	0,079	1008,23	199
BV 21	0,08	0,4	0,032	1008,23	79
BV 22	0,32	0,4	0,129	1008,23	324
BV 23	0,15	0,3	0,046	756,18	115
BV 24	0,15	0,4	0,059	1008,23	149
BV 25	0,10	0,8	0,083	2016,47	210
BV 26	0,04	0,4	0,014	1008,23	36
BV 27	0,11	0,5	0,053	1260,29	133
BV 28	0,26	0,5	0,128	1260,29	322
BV 29	0,11	0,2	0,021	504,12	53
BV 30	0,10	0,5	0,052	1260,29	131
BV 31	0,30	0,3	0,090	756,18	227
BV 32	0,25	0,3	0,076	756,18	191
BV 33	0,29	0,6	0,173	1512,35	436
BV 34	0,34	0,3	0,102	756,18	258
BV 35	0,48	0,4	0,194	1008,23	489
BV 36	0,37	0,6	0,224	1512,35	564
BV 37	0,37	0,6	0,219	1512,35	553
BV 38	0,77	0,5	0,384	1260,29	967
BV 39	0,15	0,6	0,091	1512,35	230
BV 40	0,37	0,7	0,257	1764,41	647
BV 41	0,23	0,2	0,046	504,12	115

BV 42	0,64	0,7	0,450	1764,41	1133
BV 43	0,45	0,6	0,271	1512,35	684
BV 44	0,13	0,2	0,026	504,12	65
BV 45	0,09	0,5	0,047	1260,29	118
BV 46	0,19	0,6	0,113	1512,35	284
BV 47	0,10	0,4	0,038	1008,23	97
BV 48	0,12	0,6	0,071	1512,35	179
BV 49	0,12	0,3	0,035	756,18	89
BV 50	0,24	0,5	0,120	1260,29	302
BV 51	0,11	0,6	0,066	1512,35	166
BV 52	0,11	0,4	0,043	1008,23	109
BV 53	0,23	0,5	0,115	1260,29	290
BV 54	0,09	0,2	0,017	504,12	44
BV 55	0,30	0,4	0,119	1008,23	299
BV 56	0,56	0,4	0,224	1008,23	565
BV 57	0,26	0,2	0,051	504,12	129
BV 58	0,33	0,6	0,201	1512,35	505
BV 59	0,43	0,7	0,299	1764,41	754
BV 60	0,29	0,2	0,058	504,12	146
BV 61	0,47	0,3	0,140	756,18	353
BV 62	0,43	0,6	0,255	1512,35	644
BV 63	0,33	0,3	0,098	756,18	247
BV 64	0,26	0,3	0,077	756,18	193
BV 65	0,23	0,4	0,090	1008,23	227
SOMME	15,71	29,8	7,670	75113,46	19332

Où :

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

A_i : surface partielle (ha).

D_i : densité partielle (hab/ha).

N° SB : nombre de sous bassine.

III.9. Conclusion

Après avoir fixé l'horizon d'étude 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 à zone étagée.

Chapitre IV

Évaluation des débit d'eaux usées et débit d'eaux pluviales

Chapitre IV

Evaluation des débit d'eaux usées et pluviales

IV. 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.1. Objectif [5]

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

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

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

IV.2. Nature des eaux usées à évacuer

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

On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique .
- Les eaux usées d'origine industrielle .

A. Les eaux usées d'origine domestique

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération,

Elles sont constituées essentiellement des eaux ménagères et des eaux des vanes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux des vanes englobent les eaux provenant des sanitaires.

B. Quantités à évacuer

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

- Evaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eau potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

C. Les eaux des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

D. Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité des eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

E. 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.

IV.3. Estimation des débits des eaux usées

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

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

A. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

B. Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy}} = \frac{K_r \cdot D \cdot N}{24 \times 3600} \text{ [L/s]} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

Q_{moy} : 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, $N = 19332$ habitants.

C. Evaluation du débit de pointe

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citadins, ce qui nous donne des heures ou on a un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit).

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy} \text{ (l/s)} \quad \text{(IV.2)}$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe .

Pour estimer le coefficient de pointe on a plusieurs méthodes, parmi lesquelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

où :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si} \quad Q_{moy} > 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si} \quad Q_{moy} \leq 2.8 \text{ l/s}$$

Remarque :

La consommation moyenne journalière de notre zone d'étude est égale 26.85 (l/s) ce qui est supérieure à 2,8 ($Q_{moy} > 2,8 \text{ (l/s)}$) alors le K_p se calcul par la formule suivante :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{26,85}} = 1,98$$

Tableau IV.N°1 : Evaluation des débits à rejeter par les équipements.

N° du SB	Equipements	Unité de mesure	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/unit)	Débit équip rejeté (l/s)
BV 34	Centre commercial	m ²	396,8	20	0,073
BV 50	Centre Canté	Malade	20	150	0,028
BV 35	Mosquée	Fidèle	450	20	0,083
BV 34	APC	Fonctio- nnaire	14	15	0,002
BV 27	Ecole primaire	Elève	400	10	0,037
BV 38	CEM	Elève	350	10	0,032
BV 9	Stade	m ²	7366,85	20	1,364
SB 34	PTT	m ²	14	15	0,002

Tableau N°IV.2 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées chaque sous bassin

N ° SB	N Habi	Q moy j(l/s)	Kp	Q pt (l/s)	QPEQ (l/s)	Qpt tot (L/S)
1	131	0,9165	1,98	1,817	/	1,817
2	212	2,4709	1,98	4,898	/	4,898
3	83	0,3872	1,98	0,768	/	0,768
4	378	6,1701	1,98	12,232	/	12,232
5	229	3,7476	1,98	7,430	/	7,430
6	117	1,6419	1,98	3,255	/	3,255
7	282	4,6060	1,98	9,131	/	9,131
8	160	1,1194	1,98	2,219	/	2,219
9	2059	43,2435	1,98	85,729	1,364	87,093
10	169	1,1814	1,98	2,342	/	2,342
11	150	2,1072	1,98	4,177	/	4,177
12	129	1,8103	1,98	3,589	/	3,589
13	79	0,5511	1,98	1,093	/	1,093
14	240	2,8019	1,98	5,555	/	5,555
15	209	2,4357	1,98	4,829	/	4,829

Rmarque :Autre les résultat afficher sur l'annexe 1.

IV.4. Evaluation des débits des eaux pluviales [4]

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite l'étape initiale c'est la détermination des débits des eaux pluviales à évacuer.

Les eaux pluviales comprennent les eaux de pluies et les eaux de drainage Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants à fait l'objet de nombreuses études théoriques, on peut citer deux méthodes principales d'évacuation des débits pluviaux :

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

IV.4.1. Méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

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

$$Q = \alpha . Cr . i . A \quad (\text{m}^3 / \text{s})$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (m^3/s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation (mm/h)

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. $\alpha = 1$

A. Les Hypothèses De La Méthode Rationnelle

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé .
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i . A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

B. Validité De La Méthode Rationnelle

Cette méthode est utilisée pour les surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones ou le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

Tableau IV.N°3 : Domaines de validité de la méthode rationnelle

Libellé	Minimum	Maximum
Pente	0.002 m/m	0.05 m/m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	0.001 ha	5 ha

IV.4.2. Temps de concentration

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

- Pour B.V sans réseaux : $T_{c1} = 0.0195.L^{0.77}.I^{-0.385}$
- Pour B.V avec réseaux : $T_c = T_{c1} + T_{c2}$

Où :

t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$T_{c2} = \frac{L}{V}$$

Avec :

L: parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement qui en (m/s)

t_{c2} : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires,....., pour atteindre la bouche

D'égout la plus proche, en général on prend $t_2 = (2 \text{ à } 20 \text{ mn})$

t_{c3} : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels.

IV.4.3. Méthode superficielle (méthode de Caquot)

C'est une méthode globale de calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbain.

IV.4.4. Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement d'un sous bassin est définie comme étant le rapport du plus long parcours hydraulique (L) par le coté du carré ayant une surface équivalente à celle du bassin en question, d'où on a :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

Avec :

- M : Coefficient d'allongement du sous bassin.
- L : Longueur du plus long parcours hydraulique (m).
- A : Surface du sou bassin considéré (m²).

IV.4.5. Pente moyenne :

La pente moyenne d'un sou bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours.

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{m/m})$$

Avec :

C_{am} : Côte amont du parcours (m).

C_{av} : Côte aval du parcours (m).

L : Longueur du tronçon (m).

a.Cas des bassins versants en série ou en parallèle :

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.N°3 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

b. Validité de la méthode superficielle :[6]

- 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 $M \geq 0.8$;

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.5. Choix de la méthode

On choisit la méthode rationnelle. Pour cela ; il faut bien limiter les surfaces à drainer de telle façon à avoir une bonne détermination du coefficient de ruissellement.

IV.5.1 application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de ouled sidi brahim

IV.5.2. Temps de concentration

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

On a :

$$T_c (\text{aval}) = T_c (\text{amont}) + T_1$$

Ou:

T_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloignée

$$T_1 = \frac{D}{60 \times V}$$

Avec

L : Longueur de collecteur in)

V : vitesse d'écoulement.

On a :

$$T = T_1 + T_2 + T_3$$

Ou :

T_1 : le temps mis par l'eau ruisselant des toits et les différentes aires pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en générale en prend :

$$T_1 = 0,0195 \times C^{0,77} \times I^{-0,385}$$

T_2 : le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloignée

$$T_2 = \frac{D}{60 \times V}$$

Avec:

D : parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement.

T_3 : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les rigoles.

$$T_3 = \frac{L}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV-15})$$

Avec :

L : longueur d'écoulement.

I : pente considéré (m / m).

Pour notre agglomération, il s'agit d'un bassin versant urbanisé qui doit comporter des canalisations d'évacuation.

Alors le temps de concentration sera donné par $T_c = T_1 + T_2$.

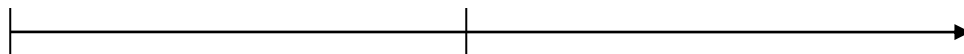
Remarque :

Dans l'application de cette méthode dans le cas de deux sous bassins en parallèle, il faut vérifier la condition suivante :

$\text{Max}(Q_1, Q_2)$

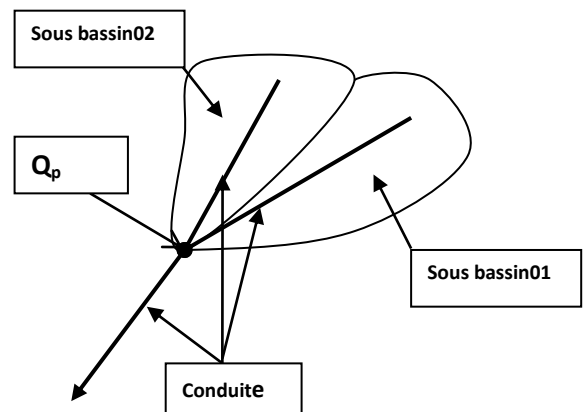
Q_p

Q_1+Q_2



Si : $Q_p > Q_1+Q_2 \Rightarrow Q_p = Q_1+Q_2$

Si : $Q_p < \text{Max}(Q_1, Q_2) \Rightarrow Q_p = \text{Max}(Q_1, Q_2)$



Avec :

Q_p :débit de pointe ;

Q_1 : débit de pointe sous bassin (01) ;

Q_2 : débit de pointe sous bassin (02).

Tableau IV.N°4 : débits de pointe pluviales

N° SB	surface (ha)	I (mm/h)	I (mm/min)	α	Cr	Q (m ³ /s)
1	0,048	27,35	0,456	1	0,5	0,002
2	0,125	27,35	0,456	1	0,5	0,005
3	0,168	27,35	0,456	1	0,5	0,006
4	0,214	27,35	0,456	1	0,5	0,008
5	0,130	27,35	0,456	1	0,5	0,005
6	0,078	27,35	0,456	1	0,5	0,003
7	0,160	27,35	0,456	1	0,5	0,006
8	0,211	27,35	0,456	1	0,5	0,008
9	0,908	27,35	0,456	1	0,5	0,034
10	0,223	27,35	0,456	1	0,5	0,008
11	0,100	27,35	0,456	1	0,5	0,004
12	0,085	27,35	0,456	1	0,5	0,003
13	0,104	27,35	0,456	1	0,5	0,004
14	0,191	27,35	0,456	1	0,5	0,007
15	0,166	27,35	0,456	1	0,5	0,006

Remarque : autre résultat afficher sur l'annexe 2 .

VI.6 Conclusion

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer. Ces débits incluent les débits des eaux usées et des eaux pluviales.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que la commune de ouled sidi brahim ne comporte pas de grandes unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.

Chapitre V
Calcul hydraulique

Chapitre V

Calcul hydraulique

V. Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

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

V.1. Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituants de ce dernier 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 sont également définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

V.2. Choix de la variante

Vu es aux conditions favorables à effectuer des multiples rejets en petits quantités, (le bassin versant globale de la région d'étude est divisé naturellement en 3 zones par les lignes de partage des eaux.

La topographie du terrain permet une division du bassin versant en 5 grands bassins versants et l'utilisation des pentes du terrain comme des évacuateurs naturels. (Écoulement gravitaire).

Les apports de chacun de ces réseaux sont déversés dans les points respectifs dans le milieu récepteur, sans provoquer des nuisances importantes.

V.3. Implantation et dimensionnement du réseau d'assainissement

On a parlé précédemment que l'implantation de réseau sur une ville, semis à des conditions qu'il faut prend en considération pendant la réalisation, telle que la pente.

Quant à notre étude on a déterminé les points où l'on pose les regards sur le plan de masse fourni, et sa selon l'emplacement des maisons et les voiries.

En ce qui concerne la pente désirée qui offre des meilleures conditions d'auto curage elle déterminé à l'aide de logiciel COVADIS qui fonctionne sous L'AUTOCAD

V.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.4.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement [07].

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 décanale. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse.
- d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :
 - une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section.
 - une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm

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

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

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

V.4.2. Formules de calcul

- Le diamètre est calculé par la formule suivant :

$$D_{\text{the}} = \left(\frac{n \times Q_{\text{pte}}}{0.3117 \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{V. 1})$$

n: coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite

Q_{pte} : débit moy. Journalier [m^3/s].

I: La pente de la conduite.

- Le débit à plein section est donné donc par la relation :

$$Q_{\text{ps}} = \frac{0.3117}{n} \times D_c^{\frac{8}{3}} \times \sqrt{I} \quad (\text{V. 2})$$

D_c : diameter commercial

- La vitesse à plein section :

$$V_{\text{ps}} = \frac{4 \times Q_{\text{ps}}}{\pi \times D_c^2} \quad (\text{V. 3})$$

- La dernière Etape :

On calcule la vitesse de l'écoulement dans les conduites par le débit de pointe cumulé Q_{pte} a pour objet de vérifier que la vitesse sont supérieur à 0.3m/s.

Le calcul de la vitesse V_{upe} et déterminer seulement par la méthode graphique (graphe de Manning) pour déterminer la vitesse.

V_{upe} , on calcule le rapport du débit :

$$R_q = \frac{Q_{\text{pte}}}{Q_{\text{ps}}} \quad (\text{V. 4})$$

$$R_v = -25,63 * R_q^6 + 93,647 * R_q^5 - 134,25 * R_q^4 + 95,24 * R_q^3 - 35,151 * R_q^2 + 7,0395 * R_q^1 + 0,2263$$

$$R_h = -11,423 * R_q^6 + 40,641 * R_q^5 - 55,497 * R_q^4 + 37,115 * R_q^3 - 12,857 * R_q^2 + 2,8373 * R_q^1 + 0,0359$$

En suite on calcul les vitesses et les hauteurs : D_{the}

$$V = R_v * V_{ps} \quad (V.7)$$

$$H = R_h * D_{come} \quad (V.8)$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage on a deux conditions a vérifié:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V_{ps} > 1.00 \text{ m/s}$)

Condition 2:

- $V_{min} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $(Q_{PS} / 10) \approx Q_{min}$
- $V_{min} > 0.30 \text{ m/s}$ pour $(Q_{PS} / 100) \approx Q_{min}$

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (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)

Tableaux V.N°1 : Dimensions des collecteurs principaux

COLLECTEUR PRINCIPALE I										
N° SB	Nom	Dist(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
1	R1-R2	36,18	492,35	491,91	491,15	490,71	0,0014	0,004	111	300
2	R2-R3	51,88	491,91	491,55	490,71	490,35	0,0029	0,013	157	300
3	R3-R7	40,62	491,55	491,69	490,35	489,69	0,0027	0,020	187	300
13	R7-R15	37,2	491,69	491,30	489,69	489,36	0,0089	0,237	374	400
17	R15-R18	25,32	491,30	490,71	489,36	489,13	0,0091	0,254	382	400
20	R18-R21	45,15	490,71	490,24	489,13	488,72	0,0091	0,284	399	400
21	R21-R24	43,34	490,24	489,90	488,72	488,33	0,0090	0,314	415	500
23	R24-R28	42,65	489,90	489,87	488,33	487,95	0,0089	0,351	433	500
27	R28-R33	26,32	489,87	489,70	487,95	487,71	0,0091	0,380	444	500
31	R33-R39	65,35	489,70	489,53	487,71	487,12	0,0090	0,436	468	500
35	R39-R41	104,44	489,53	488,08	487,12	486,18	0,0090	0,515	499	500
36	R41-R43	67,72	488,08	487,77	486,18	485,57	0,0075	0,545	605	800
37	R43-R57	82,45	487,77	486,94	485,57	484,83	0,0080	0,574	610	800

Tableaux V.N° 2 : Paramètre hydraulique des collecteurs principaux

COLLECTEUR PRINCIPALLE I											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _n (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	R _Q	R _h	R _v	V (m/s)	H _e (mm)
1	R1-R2	0,0014	0,004	300	0,052	0,74	0,07	0,18	0,58	0,43	20
2	R2-R3	0,0029	0,013	300	0,075	1,06	0,18	0,29	0,78	0,83	46
3	R3-R7	0,0027	0,020	300	0,073	1,03	0,28	0,36	0,86	0,88	67
13	R7-R15	0,0089	0,237	400	0,283	2,25	0,84	0,70	1,11	2,50	261
17	R15-R18	0,0091	0,254	400	0,287	2,28	0,89	0,74	1,11	2,54	281
20	R18-R21	0,0091	0,284	400	0,287	2,28	0,99	0,84	1,12	2,56	336
21	R21-R24	0,0090	0,314	500	0,517	2,64	0,61	0,57	1,06	2,79	235
23	R24-R28	0,0089	0,351	500	0,515	2,62	0,68	0,60	1,08	2,84	262
27	R28-R33	0,0091	0,380	500	0,521	2,65	0,73	0,63	1,09	2,90	280
31	R33-R39	0,0090	0,436	500	0,518	2,64	0,84	0,70	1,11	2,92	328
35	R39-R41	0,0090	0,515	500	0,517	2,64	1,00	0,85	1,12	2,96	423
36	R41-R43	0,0075	0,545	800	1,145	2,28	0,48	0,49	0,98	2,24	295
37	R43-R57	0,0080	0,574	800	1,183	2,35	0,49	0,49	0,99	2,33	301

Remarque : autre résultat afficher sur l'annexe 3 .

Avec :

Cotes TN amont : côte de terrain naturel amont (m) .

Cotes TN aval : côte de terrain naturel aval (m).

Cotes de projet amont : côte projet amont (m) du terrain.

Cotes de projet aval : côte projet aval (m) du terrain.

L : longueur de conduite entre deux regards (m).

I: pente de projet (m/m).

Q_T : débit totale (eau pluviale + eau usée) en (m^3/s).

Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s).

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

D_{cal} : diamètre calculé (mm).

D_n : diamètre normalisé (mm).

R_q : rapport des débits.

R_h : rapport des hauteurs.

R_v : rapport des vitesses.

h : hauteur de remplissage (mm).

V : vitesse de l'écoulement (m/s).

V.5 Conclusion

Le dimensionnement d'un réseau est une étape peu complexe basée sur les connaissances hydrauliques du concepteur et les données collectées du site.

Le réseau est dimensionné avec des conduites ciculaire de 300 jusqu'à 1000 m.

Chapitre VI

Eléments constitutifs du réseau d'égout

Chapitre VI

Eléments constitutifs du réseau d'égout

VI. Introduction

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en :

- Ouvrages principaux.
- Ouvrages annexes.

VI.1. Ouvrages principaux [7]

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 VI.N°1) :

Tableau VI.N°1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.

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

VI.1.1 Canalisations

VI.1.2 Matériau des canalisations [8]

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

A. 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 matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

B. 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.

C. 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.

D. 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.

E. 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 antiacide.

F. 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.

VI.1.3 Choix du type de canalisation [9]

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 au quels les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

VI.1.4 Les joints des conduites en béton

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en béton et béton armé.

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.

a. Joint type Rocla :

C'est des joints à emboîtement où 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 long. Le jeu de 1cm permet la 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.

b. 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 le terrain qui tasse et en pente.

c. Joint torique :

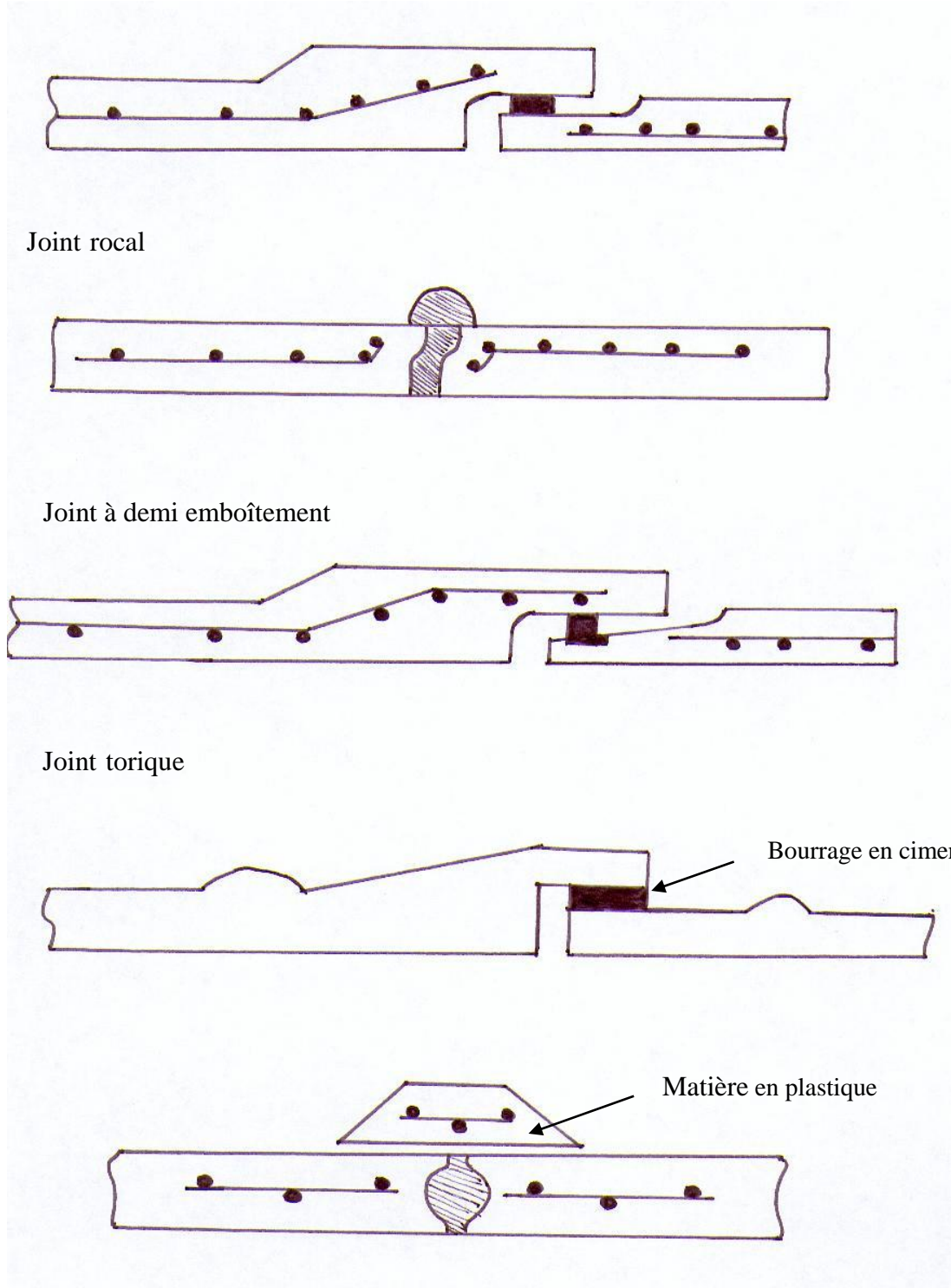
Il est remplacé dans la plupart des cas par le rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

d. Joint à collet :

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

e. 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.



Joint plastique (matière plastique)

Figure VI.1 : Différents type de joints

VI.1.5 Différentes actions supportées par la conduite [8]

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 :

A. 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.

B. 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.

Tableau V.N°2: Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

C. 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.

VI.1.6 Protection des conduites

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 (H₂S). Qui est le principale 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 H₂S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI.1.7 Essais des tuyaux préfabriqués. [6]

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

a. Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement, ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de 1000 da N/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai

b. Essai d'étanchéité :

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

- à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c. Essai à la corrosion

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de pH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.2 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.2.1 Ouvrages normaux [10]

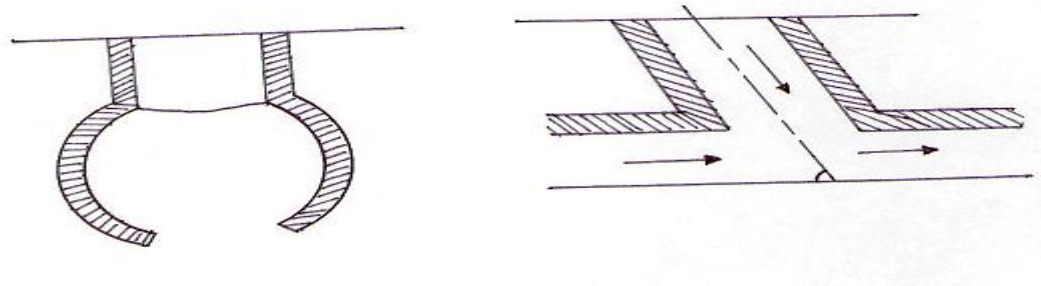
Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.2.1.1 Branchements

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.



'a) Point de raccordement avec élargissement b) Point de raccordement avec inclinaison

Figure VI. N°2 : Branchements

V.2.1.2 fossés

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

VI.2.1.3 caniveaux

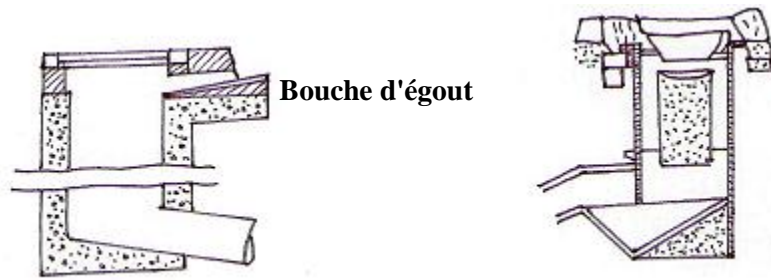
Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

VI.2.1.4 Bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en 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 Entre les deux bouches afin d'absorber le flot. D'orage venant de l'amont.

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 (fig. a), ou à absorption par le haut (fig.b).



a) Absorption latérale

b) Absorption par le haut

Figure VI.N°3 : Bouches d'égout

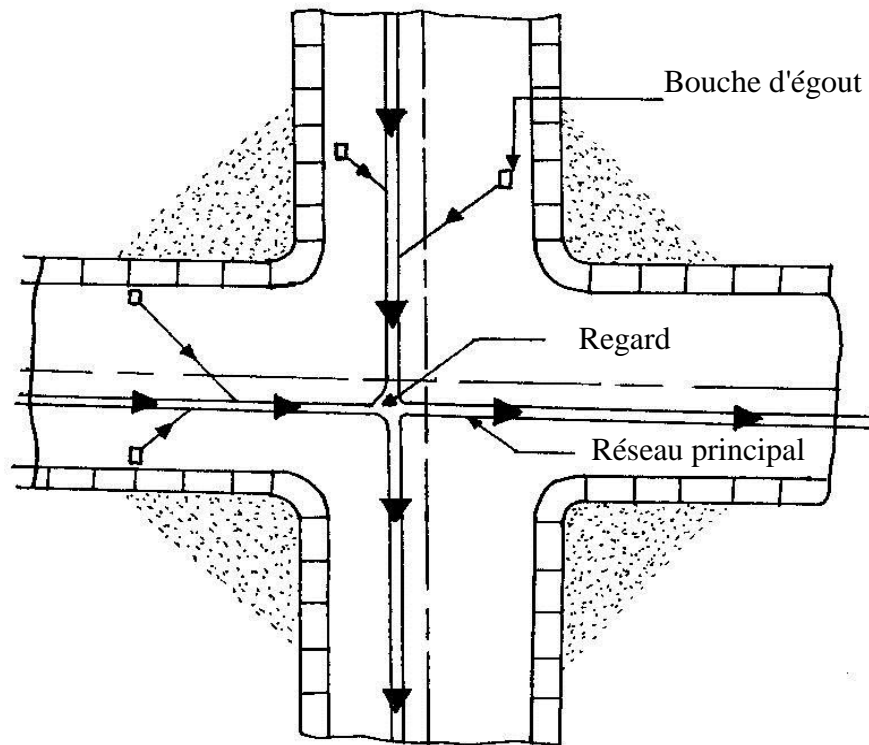


Figure VI.N°4 : Emplacement des bouches d'égout

VI.2.1.5 Regards

- Regard de jonction.
- Regard de visite.

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres Différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.
- Regard double : Ils sont utilisés pour le système séparatif
- Regard toboggan : on les trouve dans les endroits où on a un exhaussement de remous.
- Regard de chute : Ils sont placés dans les terrains à forte pente

La distance entre deux regards est variable

- A. 35 à 50 m en terrain accidenté.
- B. 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

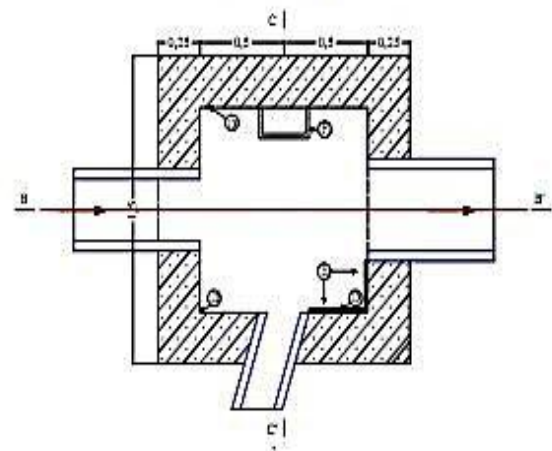
1. A chaque changement de direction.
2. A chaque jonction de canalisation.
3. Aux points de chute.
4. A chaque changement pente.
5. A chaque changement de diamètre.

FIGURE VI.N°5 :REGARD DE VISITE
1/20

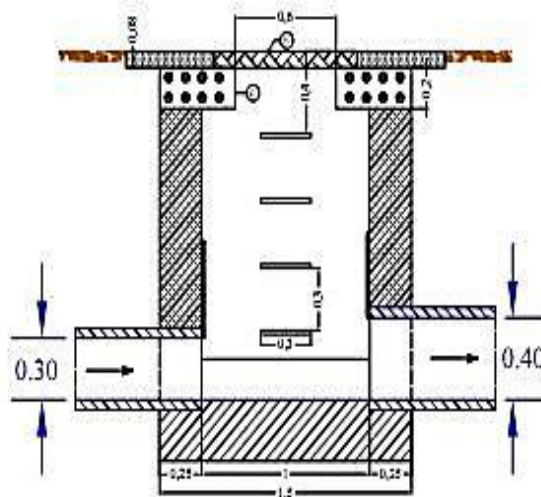
LEGENDE

- D : Banquettes
- E : Enduit étanche
- F : Echelons en fer galvanisé
- G : Cadre en béton armé préfabriqué
- H : Sous chaussé (tampon en fente)

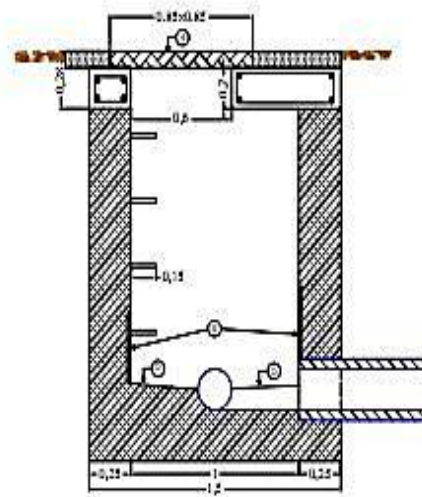
PLAN COUPE



COUPE B-B'



COUPE A-A'



VI.2.2. Ouvrages spéciaux

VI.2.2.1. Déversoirs d'orage

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

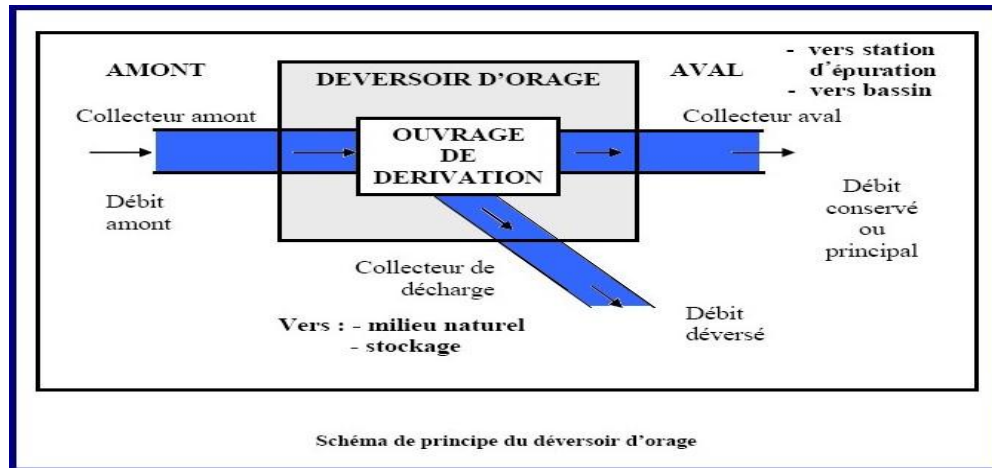


Figure VI.N°6 : Schéma de principe du déversoir d'orage

a. Emplacement des déversoirs d'orage : [10]

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
 - Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur
- Avant leurs projections 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.
 - La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
 - La topographie du site et La variations des pentes.

b. Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP.

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphonides.
- Les déversoirs automatiques.

- Les déversoirs à barrage gonflable.

c. Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral ou frontal

On doit déterminer :

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US}$$

d : représente la dilution (d=3).

Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

- la hauteur de la lame déversée (Hr)
- la longueur du seuil, déversant (L).

Déversoirs d'orage (1) type latéral :

Ce déversoir d'orage se place au sud de la ville sur le collecteur A, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement dans l'oued et d'évacuer les eaux usées avec une dilution vers la STEP.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 1,58 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1,695 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à eau usée : $Q_{US} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{ST} = 3 \times Q_{US} = 0,081 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul du coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (V.1)$$

t_c = temps de concentration (mn) $t_c = 15$ mn

Donc $Z = 0.85$

➤ **Calcul du débit pluvial corrigé :**

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0.85 * 1,58 = 1,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total : $Q_t = Q_{pl.cor} = 1,34 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

$$= 1,34 - 0.027 = 1,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit rejeté vers l'oued: $Q_R = 1,26 \text{ m}^3/\text{s}$
- pente égale à 0.0047 m/m
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 805$ mm

• **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après l'organigramme :

$$R_Q = 0.05 \quad \text{et} \quad R_h = 0,15$$

$$H_{st} = D_e \cdot R_h = 1000 \times 0,15 = 150 \text{ mm}$$

$$H_{ST} = 150 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$$H_s = H_{ST} + 20\% H_{ST} = 180 \text{ mm}$$

• **Hauteur de la lame déversant :**

$$H_d = \frac{H_e - H_{st}}{2} = \frac{805 - 150}{2} = 327,50 \text{ mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

H_{st} : hauteur de remplissage dans la conduite aval (mm).

- **Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

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

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2 \cdot g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3})$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,26}{0,6(2 \cdot 9,81)^{0,5} (0,327)^{1,5}} = 3,80 \text{ m}$$

Pour dimensionner les autres déversoirs on utilise le même procédé que celui utilisé pour le D.O.1

On trouve : $L = 3,80 \text{ m}$

Puisque la longueur de ce déversoir dépasse 10m nous optons dans ce cas pour un déversoir d'orage à 4 seuils déversant.

Dans ce cas la longueur devient :

$$L' = L/4 = 0,95 \text{ m}$$

Tableau VI. N°3 : caractéristiques des déversoirs d'orage (type latéral).

	$D_e(\text{mm})$	$Q_t(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{Ps}(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{st}(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_r(\text{m}^3/\text{s})$	$H_{st}(\text{mm})$	$H_d(\text{mm})$	L (m)
DO2	1000	1,58	1,64	0,027	1,26	805	327,5	3,80

***Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire :**

$$l_{ex} = 0,0047$$

$$Q_d = 1,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque (annexe 1) : $D_{ex} = 1000 \text{ mm}$

VI. Conclusion

Pour une exploitation rationnelle 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.

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

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

Chapitre VII

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

Chapitre VII

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

VII.1. Introduction [12]

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 chef-lieu de la commune de Ouled sidi brahim pour contribuer efficacement à sa gestion quotidienne.

VII.2. Le Système d'Information Géographique (SIG)

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

VII.3. Présentation du logiciel ArcGis [11]

ArcGis est un logiciel permettant d'exploiter un Système d'Information Géographique (SIG).

Un logiciel SIG permet l'acquisition, le stockage, la mise à jour, la manipulation, et le traitement de données géographiques. De plus, il permet de faire de la cartographie et de l'analyse spatiale de façon précise en fonction de l'échelle désirée.

Le principe directeur d'un SIG est le suivant : nous avons d'un côté les données géométriques et de l'autre les données attributaires. Ces données sont stockées sous format numérique et organisées par couches (appelées aussi « shapefiles » dans ArcGIS).


Petit point de détail : ArcGIS est en réalité une suite, qui se décline en trois versions (ArcView, ArcEditor et ArcInfo). La différence entre ces versions est le nombre d'options supplémentaires disponibles, ArcView en possédant le moins. Ceci est indépendant des extensions (Spatial Analyst, 3D Analyst... que l'on peut acheter en supplément de chaque suite).

Chacune de ces trois versions de la suite ArcGis est constitué d'une interface ArcMap et d'une interface ArcCatalog (accessoirement d'une interface ArcToolBox séparée pour les versions antérieurs à la version 9.0).

La version 10 apporte la possibilité de gérer ArcCatalog et ArcToolBox directement depuis l'interface d'ArcMap.

Conseil : Maintenez toujours les versions à jours, avec le dernier patch existant ! Les patches correctifs en français sont disponibles gratuitement sur les sites d'ESRI.

VII.3.1 Présentation de l'interface : ArcMap

ArcMap  montre, questionne, édite, créé ou analyse des données, sous forme de tables ou de cartes. ArcMap facilite la disposition des cartes lors de la mise en page pour l'impression, l'intégration dans d'autres documents et l'édition de documents électroniques. L'interface du logiciel est présentée ci-dessous :

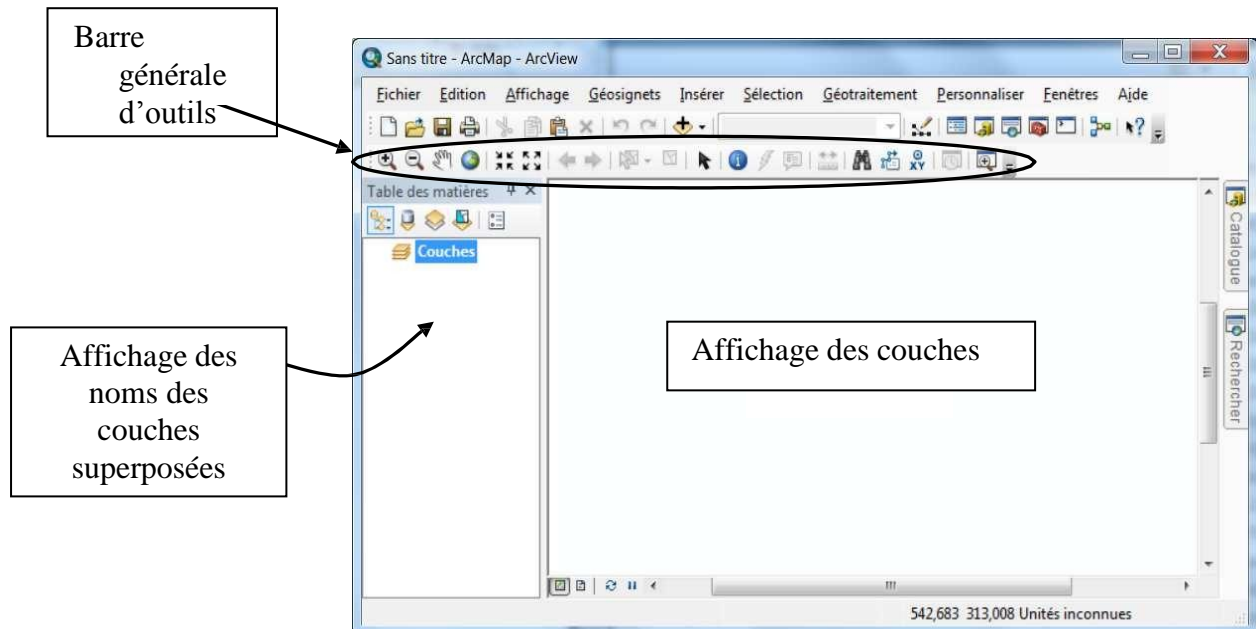



Figure VII.N°1 : Présentation de l'interface : ArcMap

La barre d'outils renferme les outils de navigation sur les données graphiques des couches, ainsi que les outils d'affichage rapide de données sémantiques (attributaires) liées aux entités graphiques.

VII.3.2 Présentation de l'interface : ArcCatalog

ArcCatalog  vous permet de passer en revue, organiser, distribuer et modifier les éléments de propriétés des données géographiques. L'interface permet d'employer des méthodes graphiques ou textuelles pour passer en revue, contrôler ou modifier l'ensemble des données.

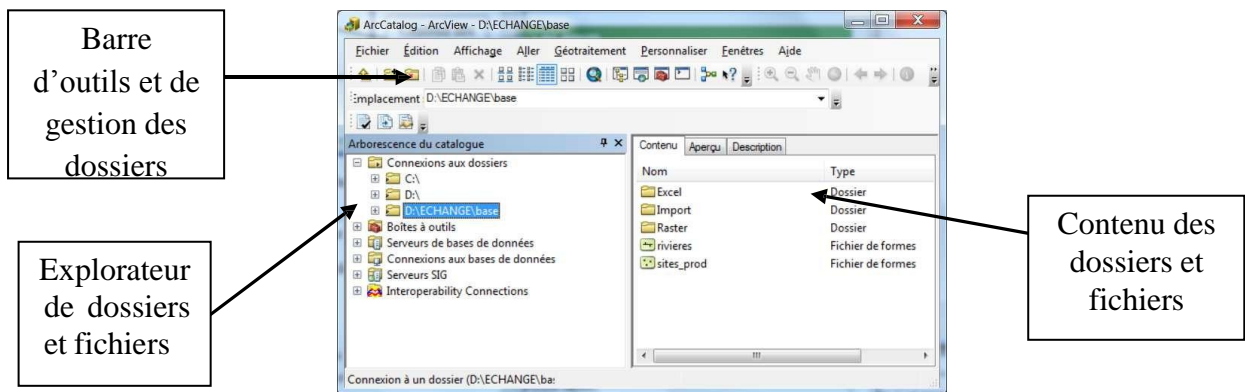


Figure VII.N°2 : Présentation de l'interface : ArcCatalog

C'est idéalement dans cette interface que l'on exécutera les actions les plus courantes listées ci-dessous :

- créer des nouvelles données (couches ou shapefiles, géodatabases...) ou supprimer une couche (soit l'ensemble des fichiers correspondants au shapefile),
- attribuer un système de coordonnées lorsqu'il n'est pas reconnu par le logiciel, ou non renseigné,
- avoir un aperçu géographique ou attributaire d'une couche donnée.

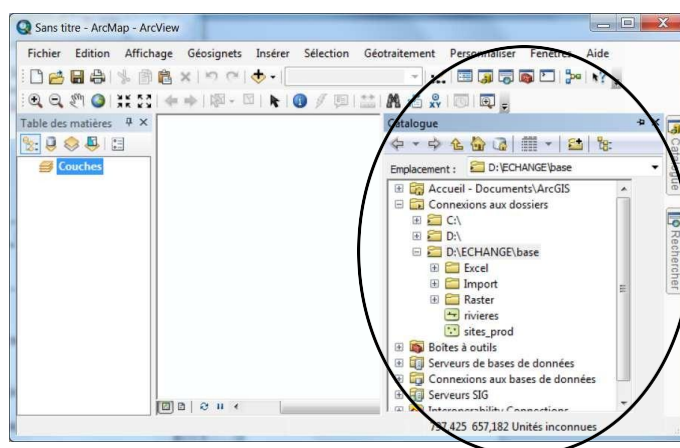









Figure VII.N°3 : attributaire d'une couche donnée


Désormais, l'interface ArcCatalog est disponible au travers d'ArcMap, ce qui facilite grandement la gestion des fichiers.

Cet onglet se charge soit à partir de l'icône  dans la barre standard de ArcMap, soit à l'aide de l'onglet Catalogue situé à droite de la fenêtre



VII.3.3 Les formats de données visibles dans ArcCatalog

- - Tables attributaires feuilles de calcul Excel pour les versions 9.2 et + et dBase (*.dbf)  : Ce sont les fichiers généralement issus d'un fichier Excel que l'on intègre à l'étude cartographique. Ces données ne sont pas géoréférencées.
- - Bases de données : Géodatabase (*.mdb), fichier Access .
- - Fichiers de formes (*.shp) polygones , lignes , points  : Ce sont les entités graphiques qui sont géoréférencées. Un fichier de formes est associé à une table (*.dbf) qui peut contenir un nombre indéfini de données par entité.
- - Fichiers couches (*.lyr)  : Ce sont les représentations graphiques issues des fichiers de formes.

Fichiers raster  sont les fichiers images auxquels chaque couleur est rattachée une valeur numérique.

VII.4. Organisation et structure des données

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

VII.5. 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 de l'objet.
- localisation de l'objet (X,Y).

2- Une composante attributaire :

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

VII.6. Géoréférencement [11]

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.7. La gestion des réseaux assistée du logiciel ArcMap [12]

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.8. Implantation et mise en œuvre des applications [12]

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 chef-lieu de la Ouled sidi brahim.

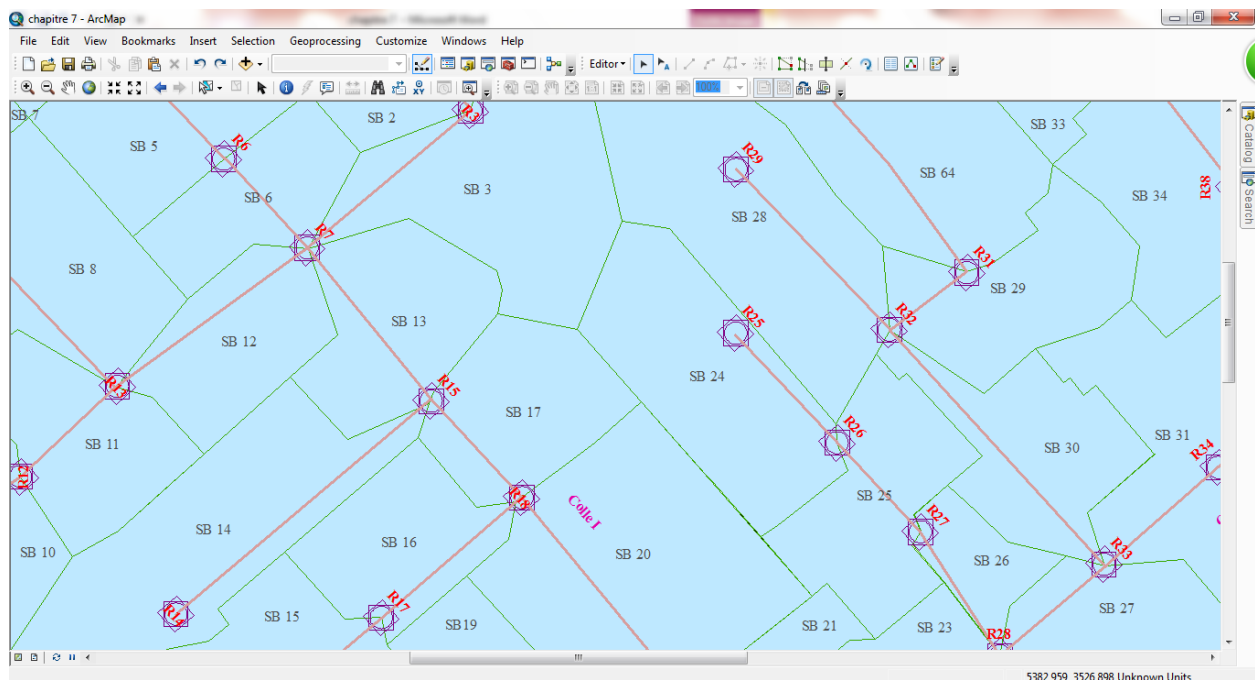


Figure VII.N°4. Extrait du plan d'une partie du réseau d'assainissement de la ville de Ouled sidi brahim

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 Chef-lieu de la commune ouled sidi brahim nous a permis de formuler un nombre important de requêtes répondant à diverses interrogations. A titre d'illustrations, on présente les exemples suivants :

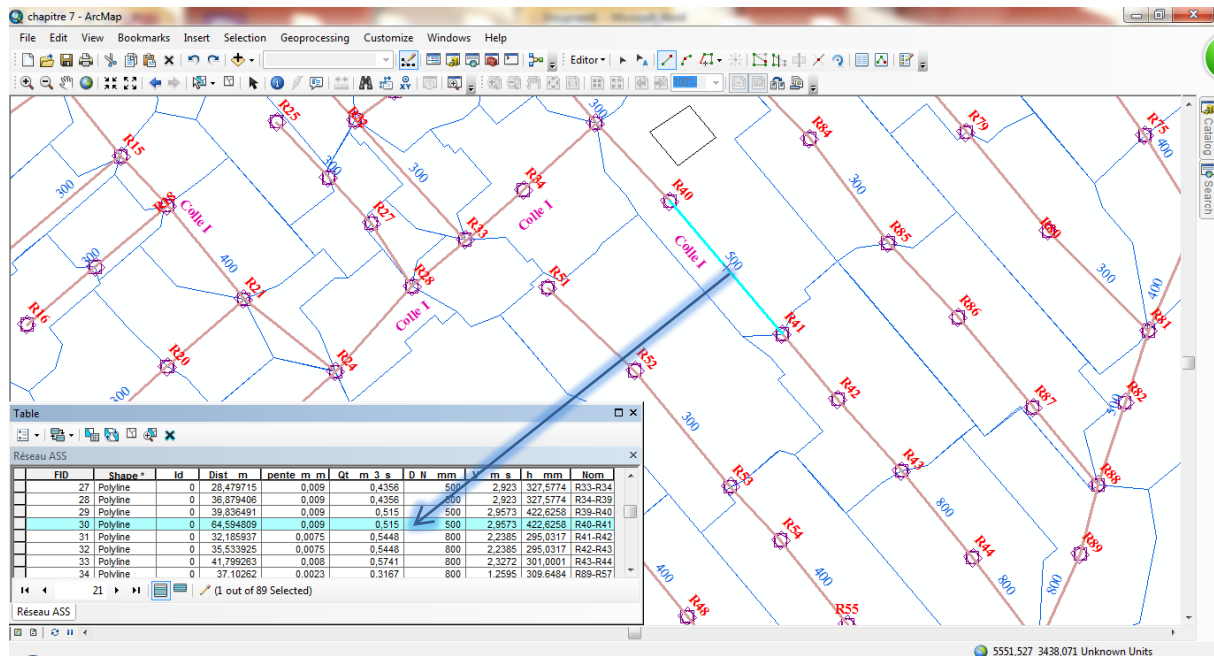


Figure VII.N°5. Représentation sur ArcMap les caractéristiques du tronçon R40-R41

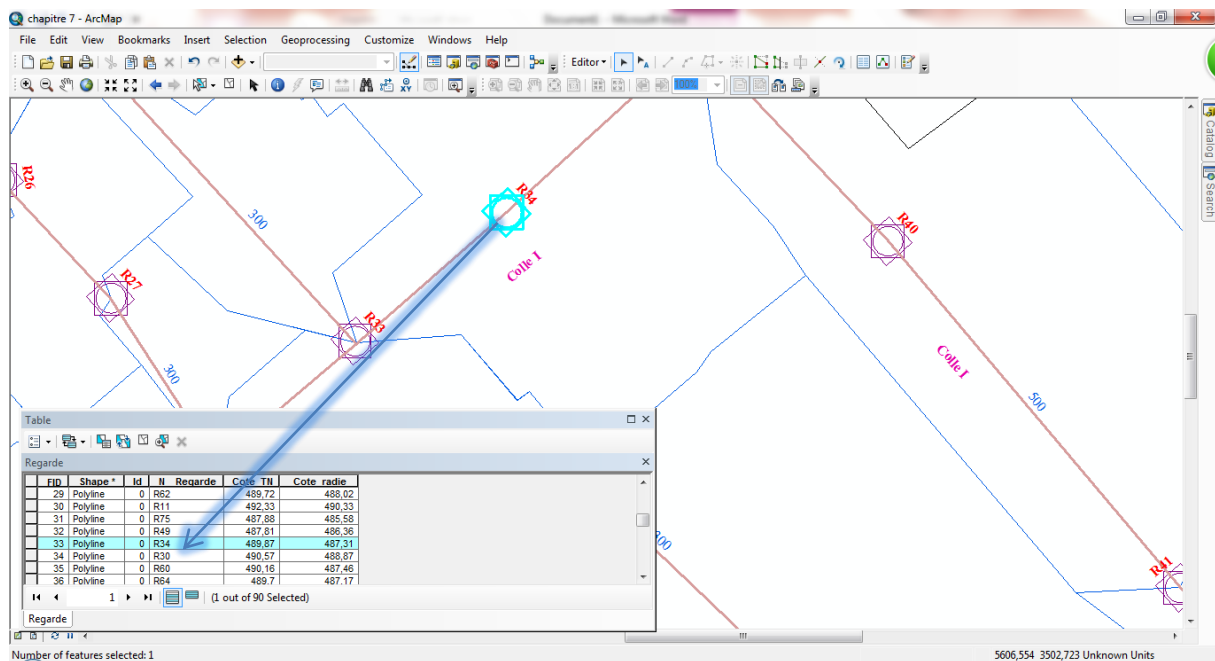


Figure VII.N°6. Représentation sur ArcMap les caractéristiques du regarde R34

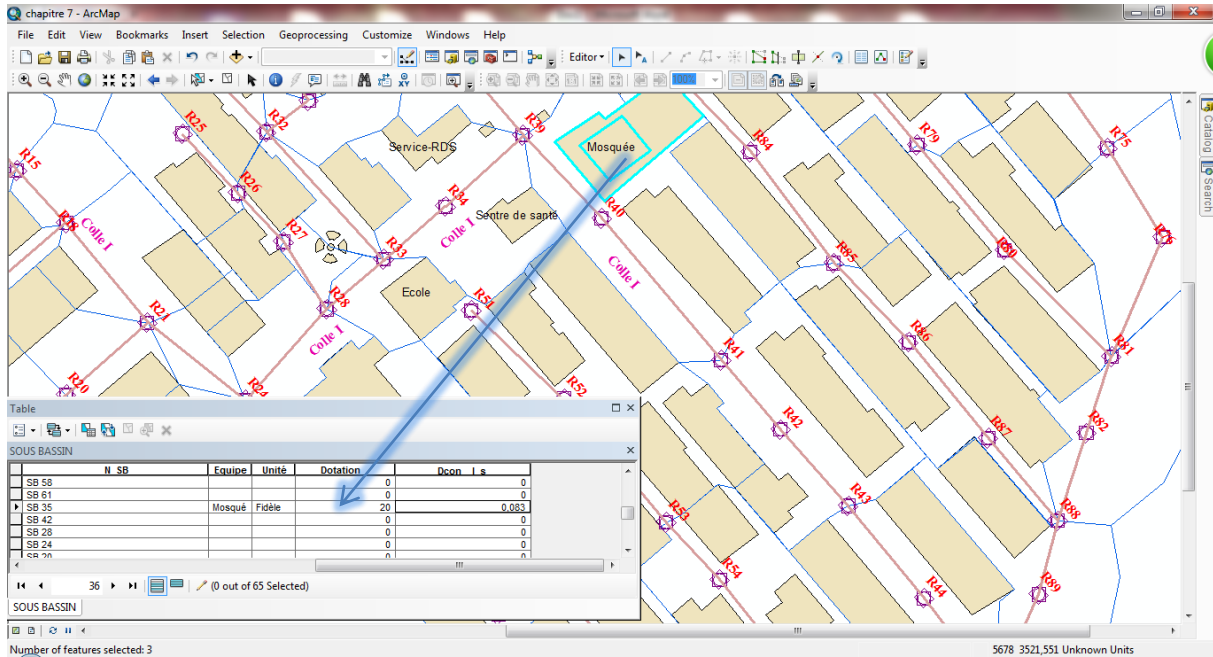


Figure VII.N°7. Représentation sur ArcMap les caractéristiques d'un équipement (école)

Statistiques relatives aux résultats

Pour interpréter les résultats de notre travail à partir de 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 :

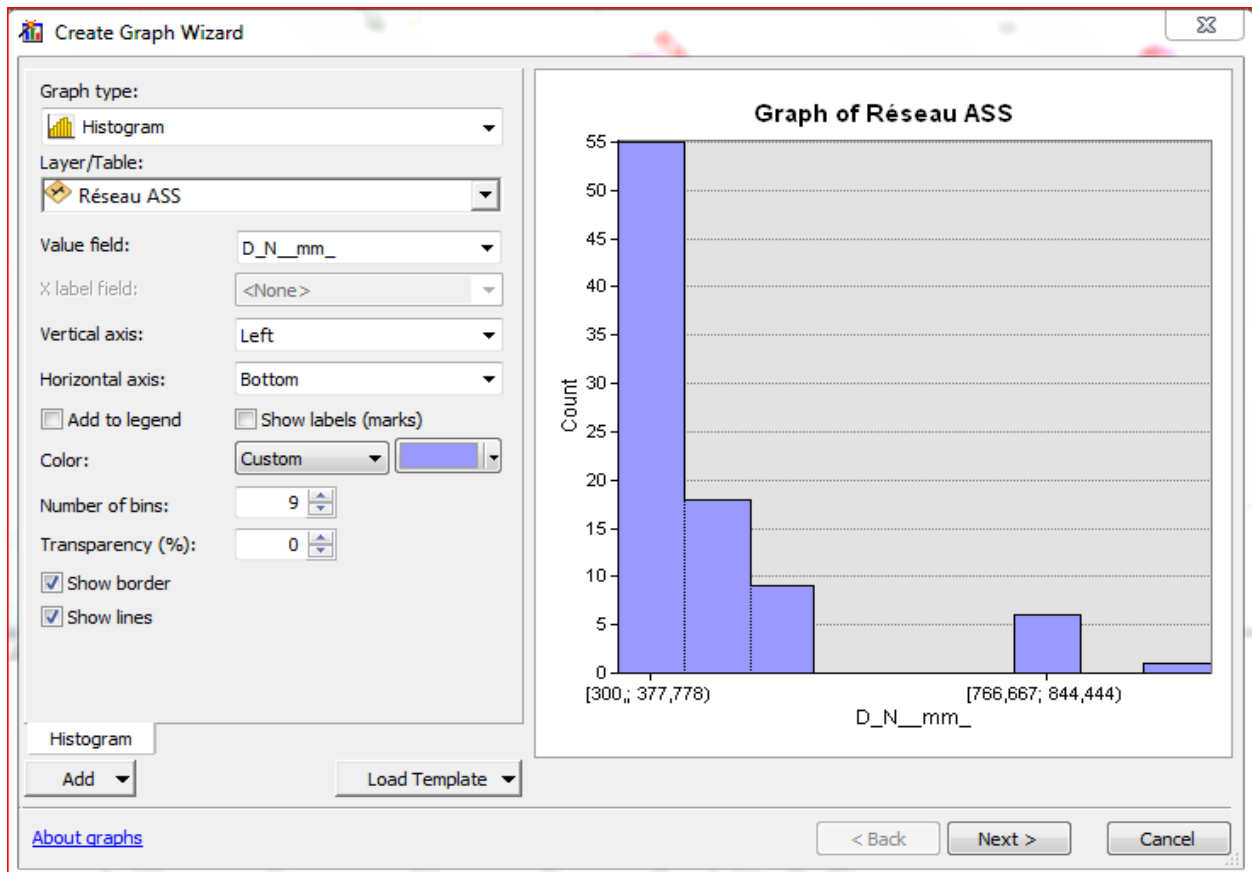


Figure VII.N°8. Résultat de statistique sur les DN (diamètre normalisée) donnée par l’ArcMAP

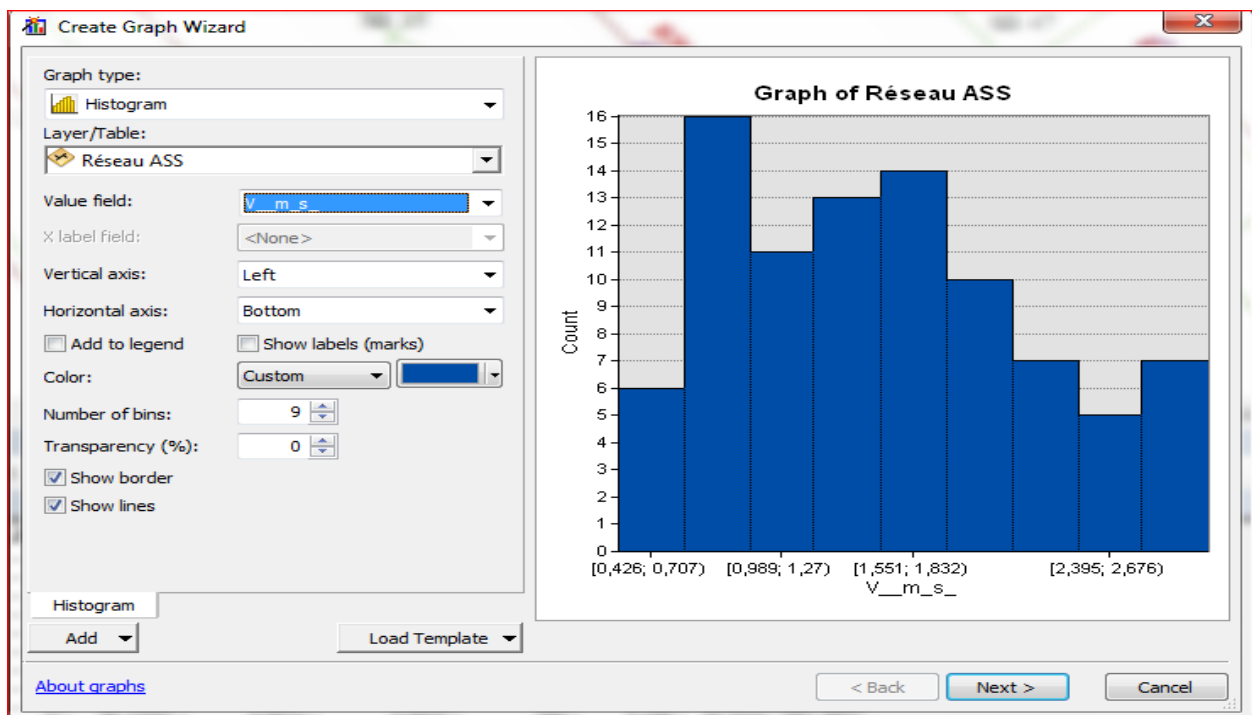


Figure VII.N°9. Résultat de statistique sur les vitesses donnée par l’ArcMAP

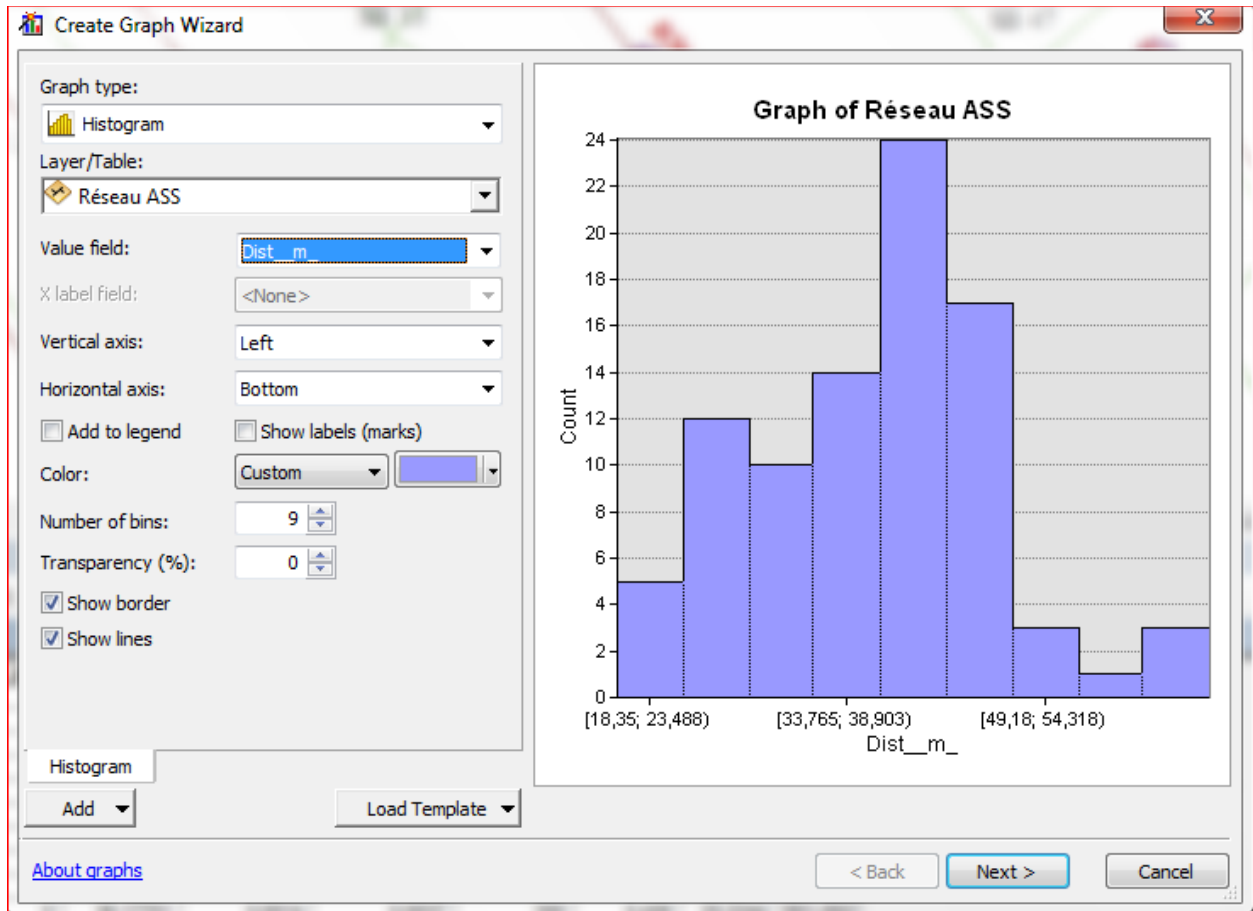


Figure VII.N°10. Résultat de statistique sur les longueurs des tronçons données par l’ArcMAP

VII.9. 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 Chef-lieu de la commune de Ouled sisi brahim.

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 Générale

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

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

Pour notre agglomération de ouled sidi brahim, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types d'eaux usées (domestiques, et services publiques) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, favorisant un écoulement gravitaire de l'eau.

Vu l'étendue de la ville à étudier, on a utilisé la méthode rationnelle, pour l'évaluation des débits pluviaux. Celle-ci est incontournable pour le dimensionnement du réseau.

On remarque que les vitesses d'écoulement à travers le réseau, sont acceptables avec des pentes qui ne dépassent pas 4% ce qui implique une facilité de pose des conduites.

Dans cette étude nous avons projeté un déversoir d'orage à seuil frontal et à conduite aval libre qui permet de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux :

- ❖ Un débit de pointe ($Q_{st} = 3 Q_{ue}$) transité vers la station d'épuration.
- ❖ Un débit d'eaux pluviales transité vers exutoire.

Annexe

N ° SB	N _{Habi}	Q _{moy j} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)	Q _{PEQ} (l/s)	Q _{pt tot} (L/S)
16	152	2,4759	1,98	4,908	/	4,908
17	48	0,2235	1,98	0,443	/	0,443
18	267	2,4912	1,98	4,939	/	4,939
19	188	1,7596	1,98	3,488	/	3,488
20	199	1,8569	1,98	3,681	/	3,681
21	79	0,7412	1,98	1,469	/	1,469
22	324	3,0269	1,98	6,001	/	6,001
23	115	0,8044	1,98	1,595	/	1,595
24	149	1,3874	1,98	2,750	/	2,750
25	210	3,9268	1,98	7,785	/	7,785
26	36	0,3340	1,98	0,662	/	0,662
27	133	1,5560	1,98	3,085	0,037	3,122
28	322	3,7589	1,98	7,452	/	7,452
29	53	0,2478	1,98	0,491	/	0,491
30	131	1,5239	1,98	3,021	/	3,021
31	227	1,5883	1,98	3,149	/	3,149
32	191	1,3348	1,98	2,646	/	2,646
33	436	6,1009	1,98	12,095	/	12,095
34	258	1,8031	1,98	3,575	0,075	3,650
35	489	4,5607	1,98	9,041	0,083	9,125
36	564	7,8983	1,98	15,658	/	15,658
37	553	7,7437	1,98	15,352	/	15,352
38	967	11,2850	1,98	22,372	0,032	22,405
39	230	3,2239	1,98	6,391	/	6,391
40	647	10,5682	1,98	20,951	/	20,951
41	115	0,5381	1,98	1,067	/	1,067
42	1133	18,5143	1,98	36,704	/	36,704
43	684	9,5724	1,98	18,977	/	18,977
44	65	0,3015	1,98	0,598	/	0,598
45	118	1,3824	1,98	2,741	/	2,741
46	284	3,9829	1,98	7,896	/	7,896

N ° SB	N _{Habi}	Q _{moy j} (l/s)	K _p	Q _{pt} (l/s)	Q _{PEQ} (l/s)	Q _{pt tot} (L/S)
47	97	0,9055	1,98	1,795	/	1,795
48	179	2,5022	1,98	4,961	/	4,961
49	89	0,6256	1,98	1,240	/	1,240
50	302	3,5296	1,98	6,997	0,028	7,025
51	166	2,3296	1,98	4,618	/	4,618
52	109	1,0175	1,98	2,017	/	2,017
53	290	3,3828	1,98	6,706	/	6,706
54	44	0,2047	1,98	0,406	/	0,406
55	299	2,7930	1,98	5,537	/	5,537
56	565	5,2738	1,98	10,455	/	10,455
57	129	0,6029	1,98	1,195	/	1,195
58	505	7,0770	1,98	14,030	/	14,030
59	754	12,3168	1,98	24,418	/	24,418
60	146	0,6824	1,98	1,353	/	1,353
61	353	2,4723	1,98	4,901	/	4,901
62	644	9,0124	1,98	17,867	/	17,867
63	247	1,7263	1,98	3,422	/	3,422
64	193	1,3532	1,98	2,683	/	2,683
65	227	2,1216	1,98	4,206	/	4,206

N° SB	surface (ha)	I (mm/h)	I (mm/min)	α	Cr	Q (m ³ /s)
16	0,086	27,35	0,456	1	0,5	0,003
17	0,095	27,35	0,456	1	0,5	0,004
18	0,265	27,35	0,456	1	0,5	0,010
19	0,187	27,35	0,456	1	0,5	0,007
20	0,197	27,35	0,456	1	0,5	0,007
21	0,079	27,35	0,456	1	0,5	0,003
22	0,322	27,35	0,456	1	0,5	0,012
23	0,152	27,35	0,456	1	0,5	0,006
24	0,147	27,35	0,456	1	0,5	0,006
25	0,104	27,35	0,456	1	0,5	0,004
26	0,035	27,35	0,456	1	0,5	0,001
27	0,106	27,35	0,456	1	0,5	0,004
28	0,256	27,35	0,456	1	0,5	0,010
29	0,105	27,35	0,456	1	0,5	0,004
30	0,104	27,35	0,456	1	0,5	0,004
31	0,300	27,35	0,456	1	0,5	0,011
32	0,252	27,35	0,456	1	0,5	0,010
33	0,288	27,35	0,456	1	0,5	0,011
34	0,341	27,35	0,456	1	0,5	0,013
35	0,485	27,35	0,456	1	0,5	0,018
36	0,373	27,35	0,456	1	0,5	0,014
37	0,366	27,35	0,456	1	0,5	0,014
38	0,767	27,35	0,456	1	0,5	0,029
39	0,152	27,35	0,456	1	0,5	0,006
40	0,367	27,35	0,456	1	0,5	0,014
41	0,229	27,35	0,456	1	0,5	0,009
42	0,642	27,35	0,456	1	0,5	0,024
43	0,452	27,35	0,456	1	0,5	0,017
44	0,128	27,35	0,456	1	0,5	0,005
45	0,094	27,35	0,456	1	0,5	0,004
46	0,188	27,35	0,456	1	0,5	0,007
47	0,096	27,35	0,456	1	0,5	0,004

N° SB	surface (ha)	I (mm/h)	I (mm/min)	α	Cr	Q (m ³ /s)
48	0,118	27,35	0,456	1	0,5	0,004
49	0,118	27,35	0,456	1	0,5	0,004
50	0,240	27,35	0,456	1	0,5	0,009
51	0,110	27,35	0,456	1	0,5	0,004
52	0,108	27,35	0,456	1	0,5	0,004
53	0,230	27,35	0,456	1	0,5	0,009
54	0,087	27,35	0,456	1	0,5	0,003
55	0,297	27,35	0,456	1	0,5	0,011
56	0,560	27,35	0,456	1	0,5	0,021
57	0,256	27,35	0,456	1	0,5	0,010
58	0,334	27,35	0,456	1	0,5	0,013
59	0,427	27,35	0,456	1	0,5	0,016
60	0,290	27,35	0,456	1	0,5	0,011
61	0,467	27,35	0,456	1	0,5	0,018
62	0,426	27,35	0,456	1	0,5	0,016
63	0,326	27,35	0,456	1	0,5	0,012
64	0,256	27,35	0,456	1	0,5	0,010
65	0,225	27,35	0,456	1	0,5	0,009

Collecteur Secondaire 1										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
4	R4-R5	34,39	492,59	492,57	491,39	491,37	0,0035	0,02	177	300
5	R5-R6	30,34	492,57	491,83	491,37	490,63	0,0037	0,03	210	300
6	R6-R7	23,2	491,83	491,69	490,63	490,49	0,0039	0,04	222	300
Collecteur Secondaire 2										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
7	R8-R9	32,92	492,72	492,47	491,52	491,27	0,0076	0,02	137	300
8	R9-R13	47,44	492,47	491,92	491,27	490,72	0,0116	0,03	154	300
Collecteur Secondaire 3										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
9	R10-R11	45,35	492,99	492,33	491,49	490,83	0,0146	0,12	265	300
10	R11-R12	45,92	492,33	492,06	490,83	490,56	0,0059	0,13	325	400
11	R12-R13	24,84	492,06	491,92	490,56	490,42	0,0056	0,14	335	400
12	R13-R7	45,12	491,92	491,69	490,42	490,19	0,0051	0,17	369	400
Collecteur Secondaire 4										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
14	R14-R15	63,53	491,27	491,31	490,07	489,71	0,0057	0,01	136	300

Collecteur Secondaire 5										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
15	R16-R17	33,47	490,89	490,76	489,69	489,56	0,0039	0,01	139	300
16	R17-R18	35,22	490,76	490,71	489,56	489,51	0,0014	0,02	206	300
Collecteur Secondaire 6										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
18	R19-R20	40,71	490,60	490,55	490,40	489,35	0,0258	0,01	109	300
19	R20-R21	32,33	490,55	490,24	489,35	489,04	0,0096	0,03	160	300
Collecteur Secondaire 7										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
22	R22-R24	86,5	490,19	489,90	488,99	488,40	0,0068	0,02	150	300
Collecteur Secondaire 8										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
42	R51-R53	100,6	488,56	487,86	487,36	486,66	0,0070	0,06	236	300
43	R53-R56	113,83	487,86	487,42	486,66	486,22	0,0039	0,10	313	400
Collecteur Secondaire 9										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
38	R45-R47	47,77	488,33	488,41	486,73	486,51	0,0046	0,05	239	300

Collecteur Secondaire 10										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
39	R46-R47	22,69	488,31	488,41	486,61	486,51	0,0032	0,01	149	300
40	R47-R49	79,91	488,41	487,81	486,51	486,61	0,0044	0,10	307	400
41	R49-R56	76,68	487,81	487,42	486,61	486,22	0,0051	0,11	310	400
44	R56-R57	49,47	487,42	486,94	486,22	485,73	0,0099	0,21	351	400
Collecteur Secondaire 11										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
24	R25-R26	28,17	490,55	490,53	489,35	489,33	0,0035	0,01	127	300
25	R26-R27	23,27	490,53	490,38	489,33	489,18	0,0035	0,02	177	300
26	R27-R28	27,88	490,38	489,87	489,18	488,67	0,0024	0,02	196	300
Collecteur Secondaire 12										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
28	R29-R32	42,22	490,58	490,45	489,38	489,25	0,0031	0,02	170	300
30	R32-R33	60,89	490,45	489,70	489,25	488,49	0,0125	0,04	182	300
Collecteur Secondaire 13										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
64	R30-R31	48,04	490,57	490,38	489,37	489,18	0,0040	0,01	144	300
29	R31-R32	18,53	490,38	490,45	489,18	489,25	0,0038	0,02	163	300

Collecteur Secondaire 14										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
32	R35-R36	38,99	491,30	490,86	490,10	489,66	0,0113	0,01	118	300
33	R36-R37	39,53	490,86	490,57	489,66	489,37	0,0073	0,04	190	300
34	R37-R39	74,44	490,57	589,53	489,37	488,33	0,0140	0,05	194	300
COLLECTEUR PRINCIPALLE II										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
45	R58-R59	29,19	490,10	490,03	488,60	488,53	0,0024	0,01	123	300
46	R59-R60	42,35	490,03	489,16	488,53	488,46	0,0017	0,02	208	300
47	R60-R64	53,61	489,16	489,71	488,46	487,99	0,0024	0,03	211	300
49	R64-R68	54,85	489,71	489,26	487,99	487,51	0,0088	0,05	216	300
52	R68-R73	56,34	489,26	488,52	487,51	487,02	0,0087	0,09	257	300
56	R73-R75	85,93	488,52	487,88	487,02	486,23	0,0092	0,15	316	400
57	R75-R81	81,84	487,88	487,02	486,23	485,74	0,0060	0,16	351	400
60	R81-R88	60,4	487,02	487,90	485,74	485,55	0,0031	0,24	459	500
63	R88-R57	63,66	487,90	486,94	485,55	484,83	0,0023	0,32	617	800
Collecteur Secondaire I										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
65	R62-R63	41,41	489,72	488,98	488,52	487,78	0,0179	0,01	110	300
48	R63-R64	40,89	488,98	489,71	487,78	487,61	0,0042	0,02	177	300

Collecteur Secondaire 2										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
50	R66-R67	43,57	487,48	490,07	488,28	488,17	0,0025	0,02	173	300
51	R9-R13	42,79	490,07	489,27	488,17	487,51	0,0022	0,02	209	300
Collecteur Secondaire 3										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
53	R70-R71	38,19	488,78	488,74	487,58	487,54	0,0010	0,02	201	300
54	R71-R73	40,92	488,74	488,52	487,54	487,02	0,0009	0,02	223	300
Collecteur Secondaire 4										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
55	R73-R72	48,11	488,52	488,36	487,02	487,16	0,0031	0,02	194	300
Collecteur Secondaire 5										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
58	R77-R79	73,04	488,88	488,48	487,68	487,28	0,0055	0,03	181	300
59	R79-R81	100,68	488,48	488,22	487,28	486,82	0,0046	0,07	264	300

Collecteur Secondaire 6										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
61	R83-R85	96,58	489,98	488,42	488,78	487,22	0,0162	0,02	139	300
62	R85-R88	119,54	488,42	490,24	487,22	486,60	0,0052	0,06	242	300
Collecteur Vers Step										
N° SB	Nom	Dist.(m)	Cotes TN (m)		cotes de projet (m)		Pentes projet I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)
			Amont	Aval	Amont	Aval				
	R90-R91	73,04	488,88	488,48	487,68	487,28	0,0047	1,59	988	1000

Collecteur Secondaire 1											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
4	R4-R5	0,0035	0,02	300	0,083	1,17	0,25	0,34	0,84	0,98	60
5	R5-R6	0,0037	0,03	300	0,085	1,20	0,39	0,43	0,92	1,11	90
6	R6-R7	0,0039	0,04	300	0,087	1,23	0,45	0,47	0,96	1,19	104
Collecteur Secondaire 2											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
7	R8-R9	0,0076	0,02	300	0,122	1,72	0,12	0,25	0,71	1,23	34
8	R9-R13	0,0116	0,03	300	0,150	2,13	0,17	0,29	0,77	1,65	44
Collecteur Secondaire 3											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
9	R10-R11	0,0146	0,12	300	0,169	2,38	0,72	0,63	1,09	2,60	166
10	R11-R12	0,0059	0,13	400	0,231	1,84	0,57	0,55	1,04	1,91	178
11	R12-R13	0,0056	0,14	400	0,226	1,80	0,62	0,57	1,06	1,91	192
12	R13-R7	0,0051	0,17	400	0,215	1,71	0,80	0,67	1,10	1,89	248
Collecteur Secondaire 4											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
14	R14-R15	0,0057	0,01	300	0,105	1,49	0,12	0,25	0,71	1,05	34
Collecteur Secondaire 5											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
15	R16-R17	0,0039	0,01	300	0,087	1,23	0,13	0,25	0,72	0,88	35

16	R17-R18	0,0014	0,02	300	0,053	0,74	0,37	0,42	0,91	0,68	86
Collecteur Secondaire 6											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
18	R19-R20	0,0258	0,01	300	0,224	3,17	0,07	0,18	0,57	1,80	19
19	R20-R21	0,0096	0,03	300	0,137	1,94	0,19	0,30	0,79	1,53	48
Collecteur Secondaire 7											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
22	R22-R24	0,0068	0,02	300	0,115	1,63	0,16	0,28	0,76	1,24	42
Collecteur Secondaire 8											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
42	R51-R53	0,0070	0,06	300	0,117	1,65	0,52	0,52	1,01	1,67	122
43	R53-R56	0,0039	0,10	400	0,187	1,49	0,52	0,52	1,01	1,51	161
Collecteur Secondaire 9											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
38	R45-R47	0,0046	0,05	300	0,095	1,34	0,54	0,53	1,03	1,38	126
Collecteur Secondaire 10											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
39	R46-R47	0,0032	0,01	300	0,079	1,12	0,15	0,28	0,76	0,85	41
40	R47-R49	0,0044	0,10	400	0,200	1,59	0,49	0,50	0,99	1,58	153
41	R49-R56	0,0051	0,11	400	0,215	1,71	0,51	0,51	1,00	1,71	157
44	R56-R57	0,0099	0,21	400	0,299	2,38	0,70	0,62	1,09	2,59	216

Collecteur Secondaire 11											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
24	R25-R26	0,0035	0,01	300	0,083	1,17	0,10	0,22	0,66	0,78	28
25	R26-R27	0,0035	0,02	300	0,083	1,17	0,24	0,34	0,83	0,97	60
26	R27-R28	0,0024	0,02	300	0,068	0,97	0,32	0,39	0,88	0,85	76
Collecteur Secondaire 12											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
28	R29-R32	0,0031	0,02	300	0,078	1,10	0,22	0,32	0,82	0,90	55
30	R32-R33	0,0125	0,04	300	0,156	2,21	0,26	0,35	0,85	1,87	64
Collecteur Secondaire 13											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
64	R30-R31	0,0040	0,01	300	0,088	1,24	0,14	0,26	0,74	0,92	38
29	R31-R32	0,0038	0,02	300	0,086	1,21	0,20	0,31	0,80	0,97	50
Collecteur Secondaire 14											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
32	R35-R36	0,0113	0,01	300	0,148	2,10	0,08	0,20	0,62	1,29	24
33	R36-R37	0,0073	0,04	300	0,120	1,69	0,29	0,37	0,86	1,46	70
34	R37-R39	0,0140	0,05	300	0,165	2,34	0,31	0,38	0,88	2,05	74

COLLECTEUR PRINCIPALLE II											
N° SB	Nom	penete (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _n (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	R _Q	R _h	R _v	V (m/s)	H _e (mm)
45	R58-R59	0,0024	0,01	300	0,068	0,97	0,09	0,21	0,64	0,62	26
46	R59-R60	0,0017	0,02	300	0,057	0,80	0,38	0,42	0,91	0,73	88
47	R60-R64	0,0024	0,03	300	0,068	0,97	0,39	0,43	0,92	0,90	91
49	R64-R68	0,0088	0,05	300	0,131	1,85	0,42	0,45	0,94	1,74	97
52	R68-R73	0,0087	0,09	300	0,130	1,84	0,66	0,59	1,08	1,98	152
56	R73-R75	0,0092	0,15	400	0,288	2,30	0,53	0,52	1,02	2,34	165
57	R75-R81	0,0060	0,16	400	0,233	1,85	0,71	0,62	1,09	2,02	217
60	R81-R88	0,0031	0,24	500	0,306	1,56	0,80	0,67	1,10	1,72	308
63	R88-R57	0,0023	0,32	800	0,634	1,26	0,50	0,50	1,00	1,26	310
Collecteur Secondaire 1											
N° SB	Nom	penete (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _n (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	R _Q	R _h	R _v	V (m/s)	H _e (mm)
65	R62-R63	0,0179	0,01	300	0,187	2,64	0,07	0,18	0,57	1,51	20
48	R63-R64	0,0042	0,02	300	0,090	1,27	0,25	0,34	0,84	1,07	60
Collecteur secondaire 2											
N° SB	Nom	penete (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _n (mm)	Q _{ps} (l/s)	V _{ps} (m/s)	R _Q	R _h	R _v	V (m/s)	H _e (mm)
50	R66-R67	0,0025	0,02	300	0,070	0,99	0,23	0,33	0,83	0,82	57
51	R9-R13	0,0022	0,02	300	0,066	0,93	0,38	0,42	0,92	0,85	89

Collecteur Secondaire 3											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
53	R70-R71	0,0010	0,02	300	0,045	0,64	0,34	0,40	0,89	0,57	80
54	R71-R73	0,0009	0,02	300	0,042	0,60	0,45	0,47	0,97	0,58	106
Collecteur Secondaire 4											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
55	R73-R72	0,0031	0,02	300	0,054	0,76	0,31	0,38	0,87	0,67	74
Collecteur Secondaire 5											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
58	R77-R79	0,0055	0,03	300	0,103	1,46	0,26	0,35	0,84	1,23	63
59	R79-R81	0,0046	0,07	300	0,094	1,34	0,71	0,62	1,09	1,46	164
Collecteur Secondaire 6											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
61	R83-R85	0,0162	0,02	300	0,178	2,51	0,13	0,25	0,72	1,80	35
62	R85-R88	0,0052	0,06	300	0,101	1,42	0,56	0,54	1,04	1,48	131
Collecteur Vers Step											
N° SB	Nom	pente (m/m)	Q_t (m ³ /s)	D_n (mm)	Q_{ps} (l/s)	V_{ps} (m/s)	R_Q	R_h	R_v	V (m/s)	H_e (mm)
	R90-R91	0,0047	1,59	1000	1,644	2,09	0,97	0,82	1,12	2,35	805

ملخص

هذه الدراسة تتضمن مختلف المراحل النظرية و كذلك حسابات تحديد أبعاد شبكة الصرف الصحي لمركز بلدية ولاد سيدي براهيم بولاية المسيلة

أولاً قمنا بتعريف منطقة الدراسة و كذلك بإعطاء لمحة شاملة و عامة في مجال دراسة تقييم المقدار الكمي للمياه المستعملة ومياه الأمطار للمدينة

بعد تصميم الشبكة التي تغطي مركز البلدية و لأجل الحسابات الهيدروليكية و تبرير أقطار القنوات استعملنا برنامج covadis 9.1 و برنامج Excel 2010

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

Résumé :

Cette étude consiste à donné les différentes étapes théorique, aussi les calculs de dimensionnement du chef-lieu de la commune de oued sidi Brahim wilaya M'silla premièrement nous avons donné un aperçue générale du milieu étude suivi d'une évaluation des débite eaux usées et pluviale de la commune. Après le dimensionnement du réseau d'assainissement qui couvre-chef lieux de la commune, et pour les calculs hydraulique et justifier les diamètres en utilise le logiciel Covadis 9.1 et programme Excel 2010. Après la fin de planification du réseau nous avant donné un aperçu sur les éléments constitutifs du réseau suivi par la réalisation d'une base des données à l'aide du système géographique internationale SIG , en utilise Arc-Gis 10.1.

Abstract :

This study aims to design the sewer network of ouled sidi brahim city (in M'sila department), 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 flow velocity. All the neighborhoods of Ouled sidi brahim 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.