

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Boudiaf, M'Sila

FACULTE: TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT:HYDRAULIQUE
N°:



DOMAINE:HYDRAULIQUE
FILLERE:HYDRAULIQUE
OPTION: OUVRAGES HYDRAULIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
du diplôme de Master Académique

Intitulé

**Conception et dimensionnement du réseau
d'assainissement avec logiciel de COVADIS
POS 17 EL-ACHIR BORDJ BOU ARRERIDJ**

Réalisé par :

- Meridji Karim
- Hammouche Salah Eddine

Soutenu devant le jury composé de:

Mr TEMIM Djamel	Université de M'Sila	Président
Mr MEZALI Farouk	Université de M'Sila	Encadreur
Mr ADJISSI Omar	Université de M'Sila	Examineur

Promotion 2022/2023

Remerciement

Avant tout, nous remercions le bon Dieu « Allah » qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Nos remerciements à nos mères et nos pères.

On remercie fortement notre encadreur : M^r Mezali.F de nous avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion on remercie:

Les membres du jury qui nous ont honorés par leur présence et qui vont juger notre travail.

Nos enseignants de département d'hydraulique de l'Université de M'sila pour leurs contributions à notre formation de Master 2 en hydraulique.

On tient aussi à exprimer nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidés tout au long de notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail avec toute mon affection aux êtres qui me sont les plus chers au monde, à ma mère et mon père pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans les quelles je ne serais jamais arrivée à ce niveau.

Meridji Karim

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

- *A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard .*

Hammouche Salah Eddine

ملخص

الهدف من هاته الدراسة هو تصميم شبكة الصرف الصحي من النوع المختلط (شبكة أحادية و ثنائية) لصرفها نحو المنفذ وهذا لغاية حوض الترسيب 500 m^3 . و قمنا بتقسيم مخطط شغل الأراضي إلى ثلاث مناطق، المنطقة الأولى قمنا بتصميم شبكة ثنائية و هذا لعدم وجود واد أو شعبة بمحاذاتها، أما بالنسبة للمنطقة الثانية و الثالثة قمنا بتصميم شبكة أحادية نظرا لمحاذاتها لواد القطار و لهذا الغرض تم غرس مفرغين للفياضانات. تم الحساب باستخدام برنامج الكوفاديس، وهذا الأخير سمح لنا بتحديد أقطار المجمع الرئيسي و الثانوي بـ : من قطر 300 mm إلى قطر 1500 mm . تم التحقق من جميع الشروط و المعايير اللازمة لتدفق المياه، و كذلك مشكل الفياضانات و خاصة في فصلي الخريف و الشتاء.

Résumé

L'objectif de la présente étude est la conception d'un réseau d'assainissement de type mixte qui peut évacuer les eaux usées vers les rejets existants et ceux derniers vers un bassin de décantation 500 m^3 . On a reparti le POS en trois zones, la première zone on a projeté un système séparatif car il n'y a pas d'Oued ou Chaaba à proximité, quant au deuxième et la troisième on a projeté un réseau unitaire en raison de l'existence d'Oued El-Guettar à proximités. Le calcul a été fait à l'aide du logiciel Covadis qui nous a permis de déterminer les diamètres des collecteurs principaux et secondaux à savoir $D= 300-1500\text{mm}$. Toutes les conditions et les paramètres nécessaires pour l'écoulement gravitaire des eaux usées ont été vérifiés, ainsi que, le problème de débordement des conduites surtout en hiver et l'automne.

Abstract

The objective of this study is the design of a mixed type sanitation network that can evacuate wastewater to existing discharges and those to a 500 m^3 settling basin. We divided the POS into three zones, the first zone we planned a separative system because there is no Oued or Chaaba nearby, as for the second and the third we planned a unitary network because of the existence of Oued El-Guettar nearby. The calculation was made using the Covadis software which allowed us to determine the diameters of the main and secondary collectors, namely $D= 300-1500\text{mm}$. All the conditions and parameters necessary for the gravity flow of wastewater have been verified, as well as the problem of overflowing pipes, especially in winter and autumn.

Sommaire

Résumé	4
Abstract.....	4
INTRODUCTION GENERALE.....	10
CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE	
<i>1.1 Introduction.....</i>	12
<i>1.2. Définition d'un réseau d'assainissement</i>	12
<i>1.2.1. Eaux usées domestiques</i>	<i>12</i>
<i>1.2.2. Eaux usées industrielles</i>	<i>12</i>
<i>1.2.3. Eaux pluviales.....</i>	<i>12</i>
<i>1.3. Types d'assainissement</i>	13
<i>1.3.1. Assainissement non collectif.....</i>	<i>13</i>
<i>1.3.2. Assainissement collectif.....</i>	<i>13</i>
<i>1.4. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.....</i>	14
<i>1.4.1. Les réseaux unitaires.....</i>	<i>14</i>
<i>1.4.2. Les réseaux séparatifs.....</i>	<i>15</i>
<i>1.4.3. Les réseaux mixtes</i>	<i>15</i>
<i>1.4.4. Les réseaux pseudo-séparatif.....</i>	<i>15</i>
<i>1.4.5. Choix d'un système d'évacuation.....</i>	<i>16</i>
<i>1.5. Choix de configuration.....</i>	17
<i>1.5.1. Schémas perpendiculaire au cours d'eau.....</i>	<i>17</i>
<i>1.5.2. Schémas par déplacement latéral ou à collecteur latéral</i>	<i>17</i>
<i>1.5.3. Schémas à collecteur transversal ou de collecte oblique.....</i>	<i>18</i>
<i>1.5.4. Schémas par zones étagées ou par intercepteur</i>	<i>18</i>
<i>1.5.5. Schémas à centre collecteur unique et le schéma radial</i>	<i>19</i>
<i>1.6. Les ouvrages de réseaux d'assainissement</i>	20
<i>1.6.1. Ouvrages principaux</i>	<i>20</i>
<i>1.6.2. Ouvrages annexes.....</i>	<i>20</i>
<i>1.6.2.1. Ouvrages de collecte en surface.....</i>	<i>20</i>
<i>1.6.2.2. Boîtes de branchements.....</i>	<i>21</i>
<i>1.6.2.3. Les regards.....</i>	<i>22</i>
<i>1.6.2.4. Bouches d'engouffrement.....</i>	<i>22</i>
<i>1.6.2.5. Déversoirs d'orages :</i>	<i>23</i>
<i>1.6.2.6. Ouvrages de stockage.....</i>	<i>23</i>
<i>1.6.2.7 Stations de pompages/ relevage</i>	<i>24</i>
<i>1.7. Type de canalisations</i>	24
<i>1.7.1. En béton non armé</i>	<i>24</i>
<i>1.7.2. En béton armé</i>	<i>24</i>
<i>1.7.3. Tuyaux ovoïdes préfabriqués</i>	<i>24</i>
<i>1.7.4. Canalisations en béton à section elliptique.....</i>	<i>25</i>
<i>1.7.5. Dalots et conduits rectangulaires</i>	<i>25</i>
<i>1.7.6. Collecteurs visitables de sections particulières</i>	<i>25</i>
<i>1.7.7. Autre types de tuyaux</i>	<i>26</i>
<i>1.7.8. Choix de type de conduite à utiliser</i>	<i>26</i>
<i>1.8. CONCLUSION.....</i>	27

CHAPITRE II : ZONE D'ETUDE

II.1. INTRODUCTION	29
II.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE	29
II.3. SITUATION CLIMATIQUE	30
<i>II.3.1. Climat:</i>	30
<i>II.3.2. pluviométrie:</i>	30
<i>II.3.3. Températures :</i>	31
<i>II.3.4. Les vents</i>	32
II.4. GEOLOGIES	34
II.5 HYDROGRAPHIE	35
II.6. CONCLUSION	36

CHAPITRE III : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

III. INTRODUCTION	38
III.1-GENERALITE:	38
<i>III.1.1- Les averses :</i>	39
III.2– CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR :	39
III.3– DETERMINATION DE L'INTENSITE MOYENNE DE PRECIPITATION :	39
<i>III.3.1. Les précipitations maximales journalières</i>	40
<i>III.3.2.Vérifier l'homogénéité de la série pluviométrie</i>	43
III.3.2.1 Test d'ajustement wilcoxon :	43
<i>III.3.3. Estimation des Paramètres de la série des pluies</i>	45
III.4. CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT	46
<i>III.4.1. Ajustement de la loi de GUMBEL</i>	46
III.4.1.1. Procédé d'ajustement	46
III.4.1.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL.....	47
<i>III.4.2 Ajustement de la série pluviométrique é la loi de Galton</i>	48
III.4.2.1. Procédé d'ajustement	49
III.4.2.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :	50
<i>III.4.3 Présentation du logicielHYFRAN :</i>	51
III.4.3.1 Les étapes de logiciel Hyfran :	51
III.5. RESULTATS DE L'AJUSTEMENT	53
<i>III.5.1 Par la loi de Galton</i>	53
<i>III.5.2.Résultats de l'ajustement par la loi de Galton</i>	54
<i>III.5.3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de</i>	
III.6.CONCLUSION	56

CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE ET EVALUATION DES DEBITS

IV.INTRODUCTION :	58
IV.1.EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES :	58
<i>IV.1.1.Généralités :</i>	58
<i>IV.1.2.Nature des eaux usées à évacuer :</i>	58
IV.1.2.1.Les eaux usées domestiques :	58
IV.1.2.2.Les eaux industrielles :	58
IV.1.2.3. Les eaux usées du service public:.....	59
IV.2EVALUATION DE LA QUANTITE D'EAUX USEES A EVACUER :	59
<i>IV.2.1.Etude des besoins en eau :</i>	59
IV.3. EVALUATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU	60

IV.3.1 Calcul hydraulique du réseau	60
IV.4. EVALUATION DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES :	65
IV.4.1. Méthode rationnelle :	65
IV.4.2. Méthode de Caquot :	66
IV.4.2.1. Assemblage des bassins versants :	67
IV.4.2.2 Limites de la méthode superficielle :	67
IV.4.2.3. Vérification:	67
IV.4.3 Choix des matériaux :	67
IV.5 DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	68
IV.5.1 Réseau séparatif : Zone 01 (Rejet 01).....	68
a- Eaux usées :	68
b- Eaux pluviales:	73
IV.5.2. Réseau unitaire : Zone 02 (Rejet 02).....	79
IV.5.3 Réseau unitaire : Zone 03 (Rejet 03).....	86
CHAPITRE V : MODELISATION AVEC COVADIS	95
V. INTRODUCTION :	96
V.1. PRESENTATION DU MODULE DES EAUX D'ASSAINISSEMENT DU LOGICIEL COVADIS 10.1 :	96
V.1.1. Définition :	96
V.2. METHODOLOGIE :	97
V.3. LES ETAPES DE DIMENSIONNEMENT DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT PAR LOGICIEL COVADIS :	97
V.3.1 Modèle numérique de terrain (MNT) :	97
V.3.2. Affichage la barre d'outil de l'assainissement :	100
V.3.3. Choix du calque de L'MNT :	101
V.4. METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT :	102
V.4.1 Tracé des collecteurs :	102
V.4.2. Positionnement des regards :	102
V.4.3. Numérotation automatique des regards :	103
V.4.4. Délimitation des bassins versants :	104
V.4.5. Numérotation automatique des sous bassins :	105
V.4.6 Description des éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement	107
V.5. DESSIN DES ELEMENTS:	107
V.5.1. Paramétrage des canalisations d'EP-EU", en vue du calcul de dimensionnement :	108
V.5.2. Paramétrage des contraintes de calcul de dimensionnement :	108
V.5.3. Le dessin et la saisie des canalisations :	109
V.5.4. Calcule des débits/section :	113
V.6. AFFICHAGE DES RÉSULTATS:	114
V.6.1. Profil en long des canalisations :	116
V.6.2. Habillage du plan :	118
V.6.3. Contrôle du calcul de débit par Covadis :	119
V.7. DIMENSIONNEMENT DES REGARDS	120
V.8. OUVRAGES SPÉCIAUX	121
V.8.1. Déversoirs d'orage.....	121
V.8.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage :	121
V.8.1.2 Types des déversoirs :	122
V.8.2. Dimensionnement des déversoirs d'orage :	122
V.8.4. Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire :	124
V.9. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :	124
V.9.1 Détermination des différents volumes :	124

V.9.1.1. Volume de la couche de goudron :	124
V.9.1.2. Différents volumes des tranchées :	125
V.9.1.3. Réalisation des regards :	126
V.10. DEVIS ESTIMATIF :	128
<i>V.10.1.ZONE 01 (REJET 01) Réseau séparatif</i>	<i>128</i>
<i>V.10.2.ZONE 02 (REJET 02) Réseau unitaire</i>	<i>130</i>
<i>V.10.3.ZONE 03 (REJET 03) Réseau unitaire</i>	<i>132</i>
V.10.CONCLUSION	133
CONCLUSION GENERALE.....	134
ANNEXE	135
<i>Références bibliographique</i>	<i>142</i>



Introduction Général

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 méthodes 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 urbain.

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 de logiciel Covadis.

Notre étude est répartie en 05 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain. L'algorithmme suivi a consisté :

- Une synthèse bibliographique sur les types de réseaux d'assainissement, ainsi les différents schémas d'évacuation et enfin les ouvrages constituant le réseau ;
- 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 ;
- L'étude hydrologiques de la série pluviométrique d'une station météorologique ce qui a permis de déterminer les paramètres climatiques de notre région et l'intensité des eaux pluviales ;
- L'étude des caractéristiques physiques des sous bassin et la quantification du débit deseaux pluviales à évacuer par la méthode rationnelle et superficielle de Caqout ce qui permet de dimensionner les diamètres du réseau.
- Modélisation et dimensionnement du réseau d'assainissement avec le logiciel de COVADIS



CHAPITRE I :
Synthèse bibliographique

I.1 Introduction

L'assainissement comprend l'évacuation et le traitement des eaux et des solides usagers. Ces matières incluent les eaux de pluies, de drainage, de lavage, les eaux usées et /ou provenant de toilettes, les excréments, et les déchets solides ; ces derniers sont différentes origines (domestique, agricole, industrielle, médicale ...) .Ce chapitre synthétise les notions fondamentales relatives aux réseaux d'assainissement et leur gestion en milieu urbain.[3]

I.2. Définition d'un réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement est l'ensemble des ouvrages qui permettent d'évacuer les eaux usées vers les stations d'épuration afin de subir un traitement, avant leur rejet dans le milieu récepteur Les eaux usées peuvent être subdivisées en trois catégories (**figure I.1**) [3]

I.2.1. Eaux usées domestiques

Elles se répartissent en : eaux ménagères (provenant des douches et de cuisine. De par leur provenance, ces eaux sont chargées de détergents, graisses, solvants, débris organiques,.....etc) et eaux vannes ou de W.C. qui sont chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

I.2.2. Eaux usées industrielles

Leurs caractéristiques varient d'une unité industrielle à l'autre. En plus de matières organiques azotées ou phosphorées, ces eaux peuvent contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des hydrocarbures, etc. Elles peuvent être mélangées aux eaux domestiques lorsqu'elles ne présentent pas de dangers pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution.

I.2.3. Eaux pluviales

Elles peuvent être contaminées par les polluants atmosphériques (dioxyde de soufre, oxyde d'azote,..... etc.) dû aux activités anthropogéniques. Par ailleurs, en ruisselant, ces eaux se chargent de résidus des toits et chaussées (huile de vidange, carburants,..... etc.).

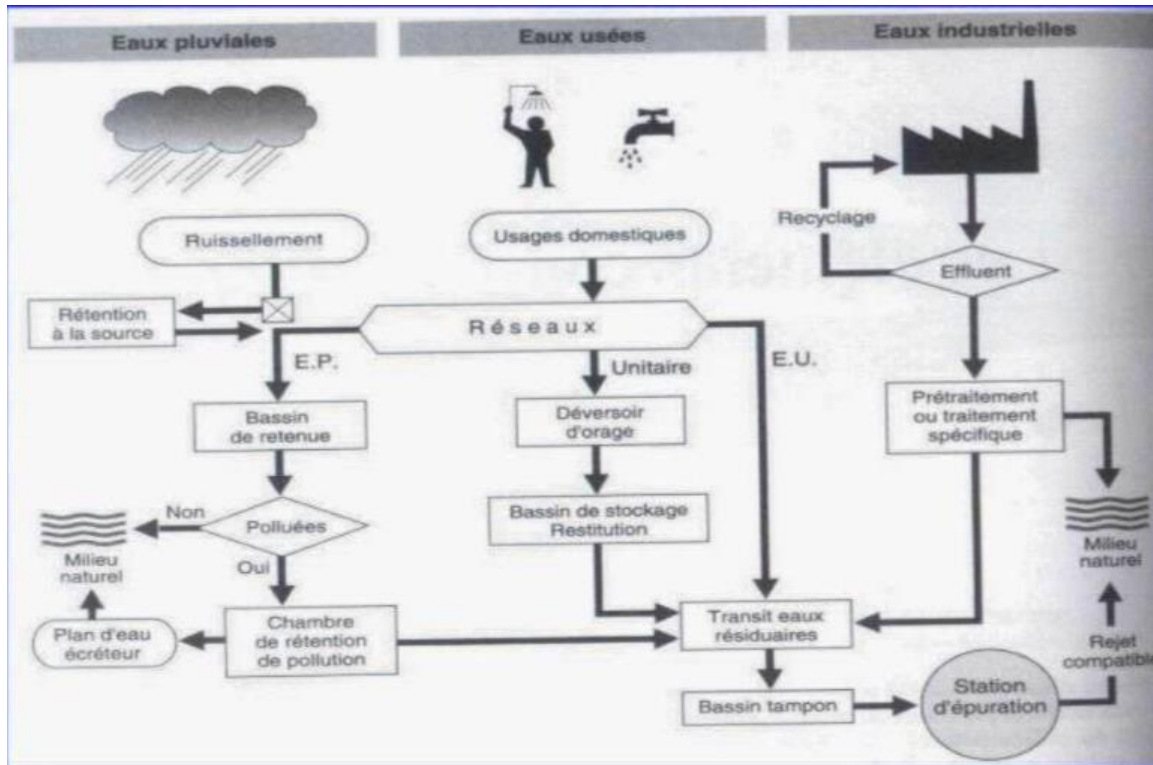


Figure I.1 Structures fonctionnelles des réseaux et ouvrages.

I.3. Types d'assainissement

Selon la nature de l'habitat et le choix de la collectivité, on distingue deux types d'assainissement : Assainissement non collectif et assainissement collectif.

I.3.1. Assainissement non collectif

Pour une zone d'habitats dispersés, des systèmes d'assainissement sont mis en place pour chaque habitat (assainissement individuel) ou pour un groupe d'habitations (Assainissement Autonome).

I.3.2. Assainissement collectif

L'assainissement collectif désigne le système d'assainissement dans lequel les eaux usées sont collectées et acheminées vers une station d'épuration pour y être traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel. Ce type d'assainissement comprend les réseaux de collecte et les équipements de traitement (la station d'épuration). [10]

En zone urbaine ou d'habitats regroupés, les eaux usées sont collectées dans un réseau d'assainissement et drainées vers une station d'épuration où elles sont traitées avant tout rejet dans l'environnement.

I.4. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

S'il est relativement facile de prévoir et de contrôler les volumes d'eaux usées domestiques, il en va tout autrement des eaux pluviales. Il existe deux types fondamentaux de réseaux de collecte (**figure I.2**) :

- Les réseaux unitaires ;
- Les réseaux séparatifs ;

En outre, il existe aussi des systèmes intermédiaires appelés pseudo-séparatif, système spécial et le système mixte. [4]

I.4.1. Les réseaux unitaires

- C'est-à-dire l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau, généralement équipé de déversoirs d'orage, de vannages, etc., permettant, en cas de pluies intenses, le rejet par surverse d'une partie des eaux, dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel soit directement, soit après un traitement spécifique. [4]
- Le système unitaire s'impose de fait lorsqu'il n'y a plus de possibilité de concevoir économiquement un réseau séparatif et une reprise des branchements particuliers. Il serait également souhaitable lorsque l'urbanisation d'un secteur est en perpétuelle transformation. [4]

Tableau I.1: Avantages et inconvénient de système unitaire

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. • Encombrement réduit du sous-sol. • A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux usées) • 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. • Les eaux pluviales apportent 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.

I.4.2. Les réseaux séparatifs

Le réseau séparatif consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Un réseau est affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et des effluents industriels, sous la condition qu'ils aient des caractéristiques analogues à celles des eaux domestiques. Un autre réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur. L'origine du système séparatif est liée à la création des stations d'épuration : l'on pensait alors les alimenter avec les seules eaux usées domestiques, sans eaux parasites et sans mauvais branchements. [14]

Tableau I.2: Avantages et inconvénient du système séparatif

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. • Exploitation plus facile de la station d'épuration. • Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. • Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> • Encombrement important du sous-sol. • Coût d'investissement élevé. • Risque important d'erreur de branchement.

I.4.3. Les réseaux mixtes

Désignant communément des réseaux constitués, selon les zones d'habitation, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

I.4.4. Les réseaux pseudo-séparatif

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

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie, et qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçus pour cet objet par les services de la voirie municipale (Caniveaux, Aqueducs, Fossés avec évacuations directes 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 regroupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

Ce système a été retenu dans de nombreuses zones suburbaines où les habitations sont relativement proches les unes des autres (centres d'agglomérations implantées en secteur rural, par exemple).

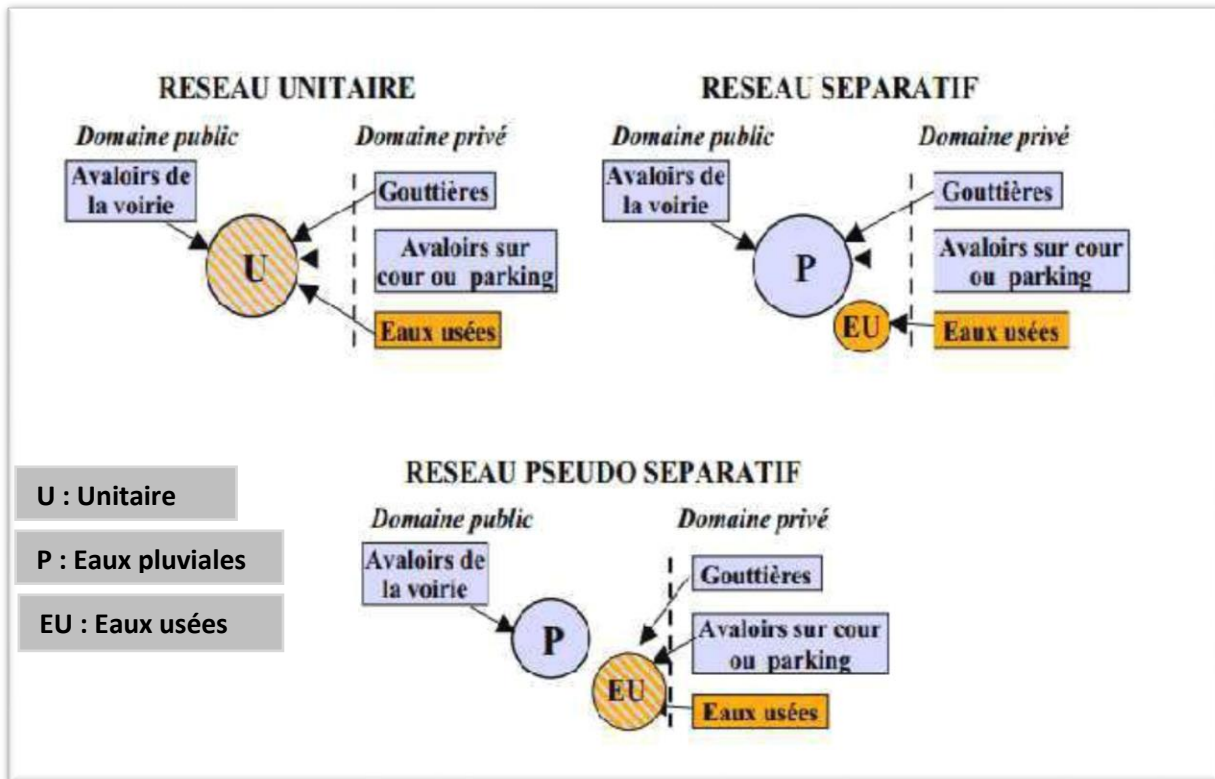


Figure I.2 : Schéma des systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

ssement

I.4.5. Choix d'un système d'évacuation

On pourra établir un réseau en système séparatif ou pseudo-séparatif dans les cas suivants :

- La topographie impose de très faibles pentes (diminution, voire suppression des postes de relèvement) ;
- La densité de l'habitat permet de laisser, au moins provisoirement, les eaux pluviales ruisseler sur la chaussée sur de grandes longueurs (zones d'extension), ou bien de nombreux cours d'eau sillonnent l'agglomération (réduction et même suppression du réseau pluvial).
- L'existence d'un ancien réseau non utilisable en système unitaire (manque d'étanchéité, par exemple) diminue l'importance du réseau pluvial ou, mieux, le supprime.

En revanche, le système unitaire peut être admis dans les cas suivants :

- L'agglomération dense dispose de fortes pentes et le milieu récepteur admet les eaux de déversoirs d'orage ;

- Le milieu récepteur est sensible à la pollution par les premiers débits pluviaux ; dans ce cas, même les déversoirs devraient être limités, et un bassin d'orage serait nécessaire à la station d'épuration.

I.5. Choix de configuration

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types suivants.

I.5.1. Schémas perpendiculaire au cours d'eau

Avec ses multiples débouchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées (**figure I.3**).

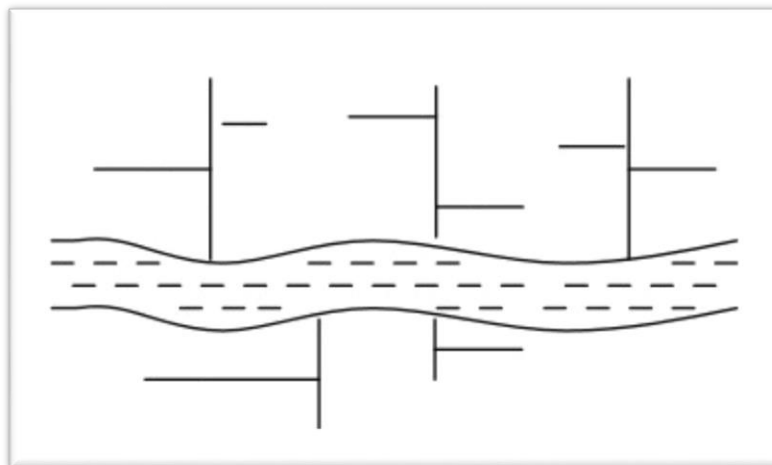


Figure I.3 : Schéma perpendiculaire

I.5.2. Schémas par déplacement latéral ou à collecteur latéral

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge. Mais ce dispositif, par son défaut de pente, peut entraver le recours à l'écoulement gravitaire (**figure I.4**). [14]

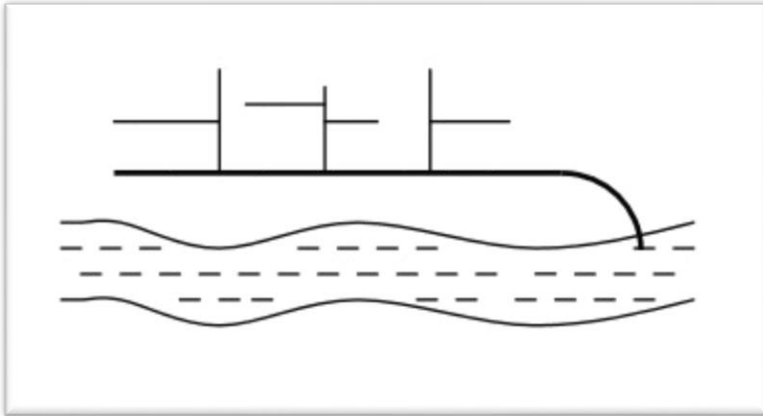


Figure I.4 : Schéma à déplacement latéral

I.5.3. Schémas à collecteur transversal ou de collecte oblique

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent (**figure I.5**).

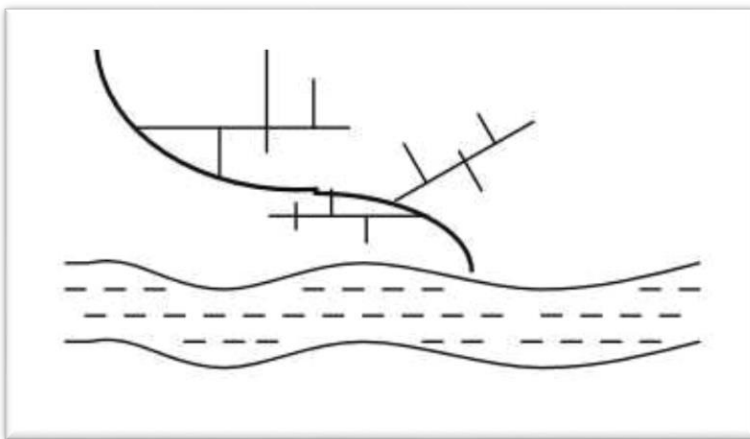


Figure I.5 : Schéma collecteur transversal ou oblique

I.5.4. Schémas par zones étagées ou par intercepteur

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs bas, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant, appelés intercepteurs, peuvent être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, et sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte (**figure I.6**).

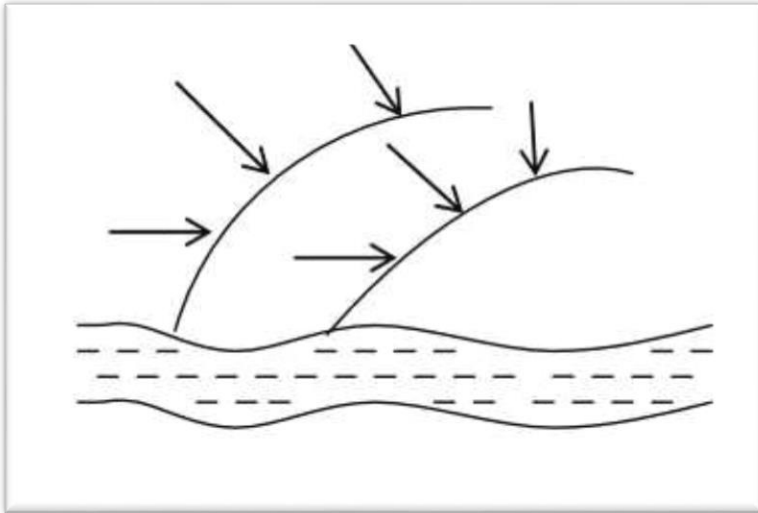


Figure I.6 : Schéma à collecteur étagé

I.5.5. Schémas à centre collecteur unique et le schéma radial

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, où il est possible de reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations. Le système séparatif s'y révèle tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle-même des sujétions semblables (**figure I.7**).

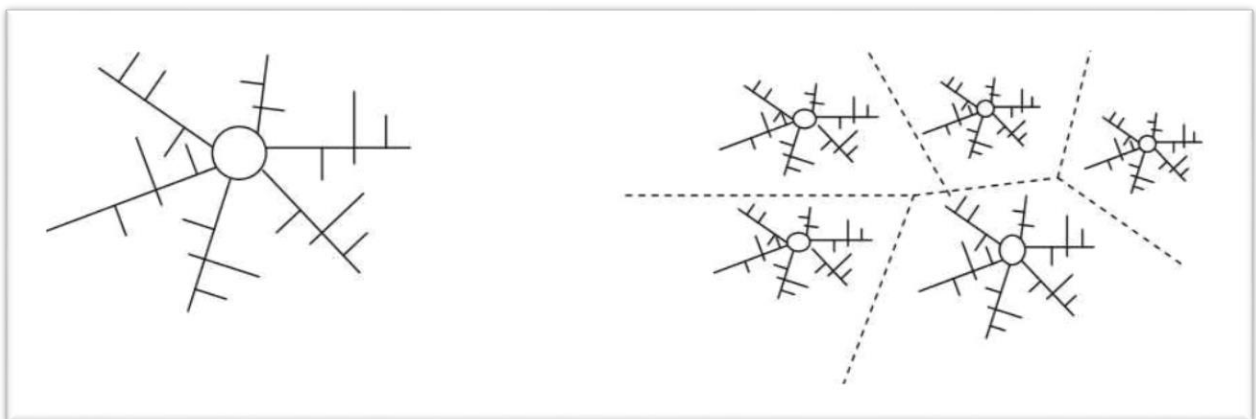


Figure I.7 : Schéma de type radial

I.6. Les ouvrages de réseaux d'assainissement

Le réseau d'assainissement se subdivise en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux;
- Ouvrages annexes.

I.6.1. Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval. [3]

I.6.2. Ouvrages annexes

Pour raisons constructives et d'entretiens, et pour l'exploitation rationnelles des réseaux d'égout, les ouvrages annexes le long des collecteurs y sont indispensables (bouche d'égout, regard de visite, branchement.....etc). [3]

I.6.2.1. Ouvrages de collecte en surface

Les ouvrages de collecte en surface sont destinés, en général, aux eaux pluviales. On en distingue deux catégories : les ouvrages de collecte et de transport tels que les fossés, gargouilles, caniveaux ; les ouvrages d'engouffrement, en tête et sur le cours du réseau principal tels que les bouches, avaloirs, grilles.

a- Fossés :

Les fosses étaient principalement destinées à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural qui, depuis peu, rentrent dans les dispositions dites alternatives à la solution par tuyaux. Suivant les caractéristiques du relief, ils sont soit des ouvrages de transport à faible pente, soit des ouvrages de retenue, soit des ouvrages de stockage des eaux.

Il faut procéder à un entretien périodique, afin de les débarrasser des produits décantés qui peuvent s'y accumuler et provoquer, notamment, des odeurs de fermentation. [10]

b- Gargouille :

Ont une fonction de liaison entre les descentes de gouttières et les caniveaux, évitant ainsi les ruissellements désordonnés sur les trottoirs.

Les gargouilles sont envisageables avec un système qui fait appel au drainage en surface. Ces eaux pluviales des toitures, cours intérieures, etc., sont évacuées vers le caniveau jusqu'à la bouche d'engouffrement ; on obtient ainsi une séparation contrôlée des sorties eaux pluviales et, par ailleurs, eaux usées. [10]

c- Caniveaux :

Les caniveaux, annexes de la voirie en bordure du trottoir, sont destinés à recevoir les eaux de ruissellement et de gouttières via des gargouilles, et assurent le transport en surface des eaux

pluviales jusqu'aux bouches et avaloir. Leur utilisation est également nécessaire aux ruptures de pentes des espaces revêtus (parking ...) ; selon l'importance, ils peuvent être constitués d'ouvrages longitudinal équipé de grilles ou de fente type Saujon, plus économique et bien adaptée aux voies urbaines express, à la fragilité des grilles.

I.6.2.2. Boîtes de branchements

Les boîtes de branchements qui sont en fait des mini-regards, qui permettent le raccordement des canalisations intérieures collectant les eaux vannes et ménagères avec le branchement au réseau (figure I.8). De même, en ce qui concerne les boîtes de pied de chute d'eaux pluviales. Ces boîtes de branchement assurent également un accès de contrôle et d'évacuation.

On appelle généralement boîte de branchement le regard borgne sur le réseau de collecte non visitable qui reçoit un branchement d'immeuble.

Les techniques précédentes conduisaient à des ouvrages de toutes dimensions, avec raccordement en cunette, culotte, boîte hermétique, siphon disconnecteur... de toute nature, le plus souvent coulés en place, et jointoiment au mortier de ciment. Les techniques actuelles visent à une standardisation de ces ouvrages et à l'utilisation plus importante d'éléments constitutifs industrialisés à joints souples.



Figure I.8 : Boîte de branchement eaux usées

I.6.2.3. Les regards

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau, ils comportent en partie supérieure, un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon.

Différents types de regards. On peut citer :

a- Regards de visite

Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égale à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite. [13]

b- Regards de jonction

Destiner à éviter le raccordement à angle droit d'une canalisation latérale pour favoriser les écoulements en diminuant les pertes de charge. Il sert à unir de conduite de même ou de différents diamètres.

c- Regards de chasse :

Ceux-ci jouent le rôle des réservoirs périodiques. Ils envoient un volume d'eau important dans la canalisation pour entraîner tous les éléments qui sont disposés et qui risquent d'obstruer la conduite lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante. [13]

d- Regards de chute :

Les regards de chute sont très utilisés dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils servent à créer un décrochement dans le profil longitudinal du collecteur de tronçon et à éviter les grandes excavations, donc les grandes profondeurs d'ouvrage, ceci en respectant les pentes motrices. On distingue deux types de chute :

- La chute verticale profonde.
- La chute Toboggan

I.6.2.4. Bouches d'engouffrement

Les bouches d'engouffrement sont destinées exclusivement à collecter les eaux en surface. Elles sont généralement disposées aux points bas des aires revêtues (parkings, espaces minéralisés) ou réparties sur les tronçons de voiries ou aux carrefours. En bordure, elles sont placées soit sous les trottoirs si celles-ci ont des dimensions suffisantes, soit sous les caniveaux et bords de chaussée dans le cas contraire.

Elles peuvent être classées selon deux critères principaux : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les matières sont retenues. [13]

La classification en deux groupes principaux, adoptée dans le fascicule 70 relatif aux travaux d'assainissement, est à prendre en compte

I.6.2.5. Déversoirs d'orages :

Les déversoirs d'orages sont destinés à évacuer, en cas d'orages, le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs, ces ouvrages acheminent directement les eaux vers le milieu naturel. En outre, la station d'épuration ne peut accepter qu'un débit d'eau concentré équivalent aux maximums de 3 à 4 fois par temps sec (figure I.10). [12]

Un déversoir est par conséquent, un ouvrage conçu à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale de façon à réagir sur l'économie des projets en réduisant les dimensions du réseau aval. On distingue plusieurs types des déversoirs :

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



Figure I.9 : Un déversoir d'orage

I.6.2.6. Ouvrages de stockage

a- Bassin d'orage ou bassin de pollution

Ouvrage intercalé sur le réseau ayant pour objectif de limiter les rejets en polluants dans le milieu récepteur. Il répond à un objectif de qualité du milieu récepteur.

b- Bassin de retenue

Ouvrage intercalé sur le réseau ayant pour objectif d'empêcher en cas de forte pluie le débordement du réseau et les inondations des propriétés riveraines. Il répond à un objectif purement hydraulique. [12]

I.6.2.7 Stations de pompages / relevage

Les stations de pompage sont destinées en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire, ou en raison de conditions incompatibles avec les données d'aval. [15]

- Une bache de stockage temporaire ou de reprise des effluents, équipée, normalement, en amont, d'un dégrillage et d'une chambre de dessablement, ce qui est souhaitable pour limiter les effets abrasifs et assurer la pérennité des matériels hydroélectriques ;
- Un ensemble hydroélectrique constitué d'une ou de plusieurs moto pompes, immergées ou non, des tuyauteries et appareillages nécessaires à l'exhaure des effluents.

I.7. Type de canalisations

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

I.7.1. 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 2,50 m.

Les industriels en maintenant l'homogénéité de leur fabrication, produisent actuellement des tuyaux en béton non armé dans trois classes : 60 B, 90 B et 135 B, correspondant à une charge minimale à l'écrasement rapportée à la surface diamétrale intérieure de 60, 90 ou 135 KN/m². [14]

I.7.2. En béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton.

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites, appelées génératrices ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15 cm.

I.7.3. Tuyaux ovoïdes préfabriqués

Cette forme de conduite (Figure I.10) a été mise en point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement en fonction du remplissage la moins variable possible. La longueur utile est d'au moins 1 m. Ils sont à joint à emboîtement mi- épaisseur ou à tulipe.

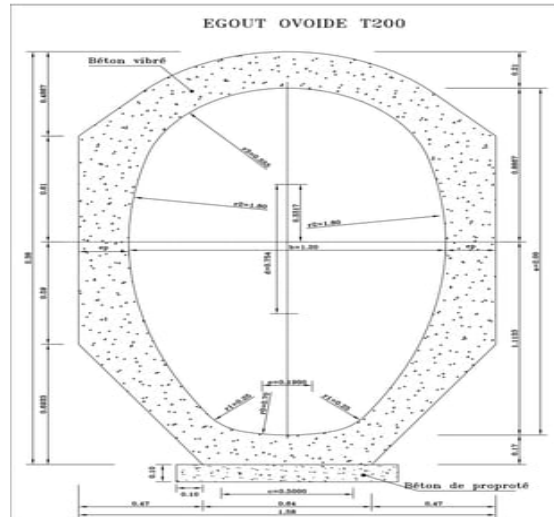


Figure I.10: Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué

S'ils sont armés, ils sont pourvus d'une armature répondant aux sollicitations particulières propres à la forme de la canalisation. La section des armatures, mesurée dans les sections les plus sollicitées en service, abstraction faite éventuellement de la présence d'un béton de forme, ne doit pas être inférieure aux 4/1000 de la section longitudinale du béton.

L'essai d'étanchéité est effectué sous une pression de 0.5 bar maintenue pendant 1heure, sur deux ovoïdes assemblés. [8]

I.7.4. Canalisations en béton à section elliptique

- Élément auto stable.
- Pose verticale ou horizontale à définir
- Joint incorporé.

I.7.5. Dalots et conduits rectangulaires

L'utilisation des éléments préfabriqués de section carrée ou rectangulaire de classe A, posés sous chaussée, pouvant affleurer le sol et recevant directement les surcharges roulantes (sans dalle de répartition), constitue une solution intéressante : elle évite, dans certains cas, le recours à des tranchées profondes ou à un passage en siphon. Ces conduits rectangulaires peuvent aussi être utilisés pour du stockage linéaire sous chaussée.

I.7.6. Collecteurs visitables de sections particulières

Ces collecteurs sont réalisés dans les centres urbains où le système d'assainissement est du type unitaire. Ils peuvent se classer en deux catégories :

- Les ouvrages ordinaires à cunette, conçus de telle sorte que les écoulements de temps sec, à faible débit, puissent s'effectuer à vitesse suffisante pour que l'auto curage soit assuré et que

l'ouvrage soit visitable dans les meilleures conditions possibles, d'où leur forme à « rayon hydraulique » maximal pour l'écoulement des petits flots.

I.7.7. Autre types de tuyaux

- **PVC :(Chlorure de Polyvinyle)**

Parmi les matières plastiques qui font partie intégrante de notre vie quotidienne, le PVC a permis de réaliser des produits d'une qualité et d'une durabilité remarquables, ce qui justifie son succès. Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics. [14]

Caractéristiques :

- Classe de rigidité de CR2 à CR16 : classe mini à retenir CR8
- Emboitement avec joint, pas de collage
- **PEHD :**
 - Diamètre nominal = diamètre externe
 - DN : de 63mm à 1200mm
 - Classe de pression: jusqu'à PN25
 - Assemblage par électro soudure ou pièce spéciales
- **PEHD annelé :**
 - Classe de rigidité : CR8
 - Diamètre nominal = diamètre interne
 - DN: de 160mm à 1200mm
 - Double peau pour une meilleure rugosité
- **PEHD ondulé renforcé (P E O R) :**
 - Diamètre : 400 – 2500 mm (assainissement).
 - Assainissement à grandes profondeurs jusqu'à 9 m.
 - Pression: jusqu'à 04 bars.
 - En utilisant le tube PE ondulé renforcé, économie jusqu'à 65% du poids.
 - Comparé à des tubes à parois lisses avec la même capacité statique.
 - Durée de vie > 100 ans.
 - Poids : 1/10 du poids du tube équivalent en béton.

I.7.8.Choix de type de conduite à utiliser

Le choix de type de conduite à utiliser doit être fait en tenant compte des données suivantes :

- Nature de sol traversé.
- Les volumes des effluents, qui véhiculent des eaux usées et pluviales.
- Les diamètres utilisés.
- Les efforts extérieurs dus au remblai.
- La nature chimique des eaux usées.

- Nature de sol traversé.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, ainsi que les divers type de canalisation et décidé du choix du système d'évacuation et de type de canalisation à adopter afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

CHAPITRE II : Zone d'étude

II.1. Introduction

Avant tout projet d'assainissement, la connaissance des données concernant les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception du projet sont nécessaires. On distingue :

- Les données naturelles du site
- Les données relatives à l'agglomération
- Les données propres à l'assainissement.

L'objet de ce chapitre est de présenter, de façon structurée, les différentes caractéristiques du site, une Reconnaissance des lieux et collecte d'informations et données. Notre étude s'étend sur un des POS de la ville d'El-Achir , les rejets se situant le long du tracé de la conduite d'assainissement projetée vers un bassin de décantation existant.

II.2. Situation géographique

La commune d'EL-ACHR se situent à 11 Km de chef-lieu de la wilaya de Bordj BouArréridj. Elle est promue au rang de chef-lieu de commune selon le dernier découpage administratif de 1984 , elle dépend de la daïra de MEDJANA. Elle occupe une surface totale estimée à 101.60 Km² ses limites administratives sont : [1]

- Au Nord /Est Bordj Bou Arreridj et Medjana
- Au Nord / Ouest Mansoura
- Au Sud/ Ouest K'sour
- Au Sud/Est El Hammadia

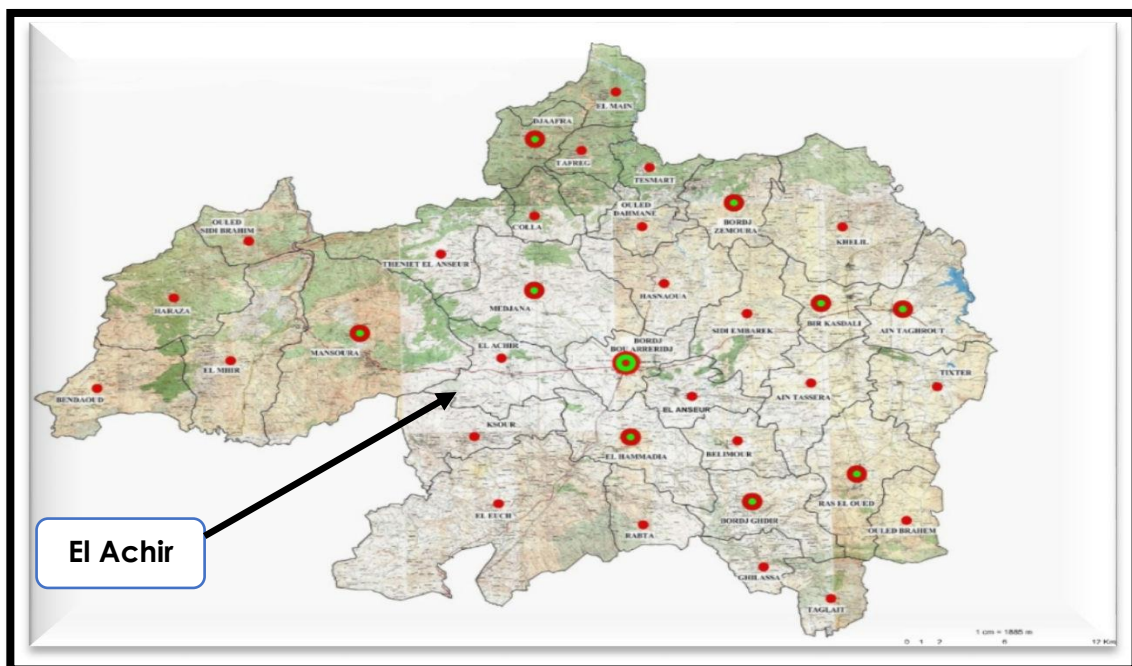


Figure II.1: Situation géographique de la ville d'El-Achir

II.3. Situation climatique

II.3.1. Climat:

L'étude climatologique permet de déterminer les processus en action dans le milieu physique et de conditionner les activités humaines, particulièrement l'agriculture et les plantations arbustives, elle est également très indispensable pour la construction et son étude architecturale.

Le périmètre de POS est concerné par le climat dominant le massif d'El-Achir, est dominé par un climat de type semi-aride avec des hivers froids et des étés relativement chauds et secs. [1]

II.3.2. pluviométrie:

Les moyennes mensuelles et totales annuel des précipitations en mm sont données par le tableau suivant :

Tableau II.1 : Répartition des stations météorologiques à travers la ville de B.B.A

Type d'infrastructures	Nombre	Localisation
Station de météorologie	01	Forêt de BOUMERGUED
Station de météorologie	01	BBA, route de Medjana

Le régime pluviométrique est irrégulier en quantité et intensité, les pluies mensuelles moyennes sont observées par la station météorologique la plus proche de coordonnées :

- **Longitude : 04,67 E**
- **Latitude : 36,07 N**
- **Altitude : 928 m**

Tableau II.2 : les moyennes mensuelles et totales annuel des précipitations

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total Année
P(mm)	29.5	34.9	31.7	40.3	33.8	10.3	3.0	13.5	13.4	34.6	30.4	42.5	317.9

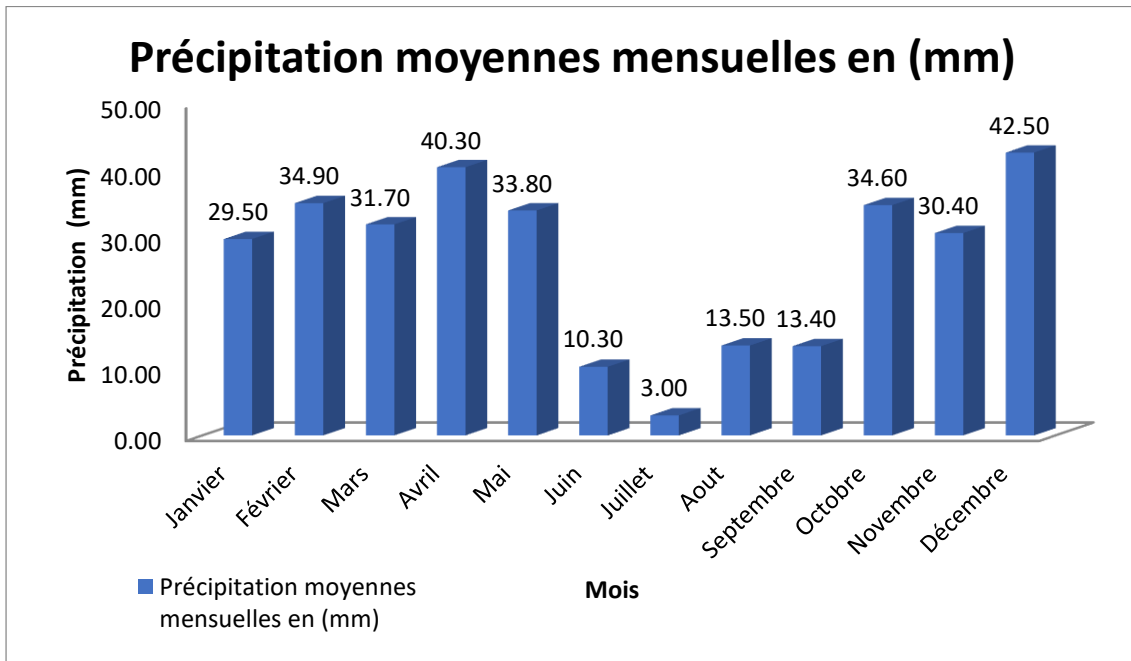


Figure II.2 : Diagramme des précipitations moyennes mensuelles

D'après le diagramme la période pluvieuse est enregistrée entre le mois d'Octobre et le mois de Mai, la période estivale est caractérisée par une faible précipitation 03 mm au mois de Juillet. [1]

II.3.3. Températures :

Les données concernant les températures relèvement toujours de la station de Bordj Bou Arréridj, les tableaux en annexes montrent des minimum moyen mensuels oscillant entre -5.3°C en hiver (Février) et 18.5°C au mois de juillet, les maximums moyens sont de 14°C en hiver 40.2°C en été, l'amplitude est 26°C environ. [1]

Tableau II.3 : Températures moyennes mensuelles et annuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T_{\min}	-2.2	-5.3	0.3	-0.9	6.3	13.5	18.5	15.8	12.4	0.8	3.8	-2.9	5.01
T_{\max}	19.7	14	22.2	31	31.8	38.6	40.2	38.2	36.1	34.2	20	15.2	28.43
T_{moy}	8.75	4.35	11.25	15.05	19.05	26.05	29.35	27	24.25	17.5	11.9	6.15	16.72

L'analyse du tableau Ci –dessus nous renseigne sur :

- Une période chaude s'étalant du mois de juin au mois de septembre.
- Le mois le plus chaud étant le mois de juillet.
- Une période de froid s'étalant du mois d'octobre au mois d'avril.
- Le mois le plus froid étant le mois de février.

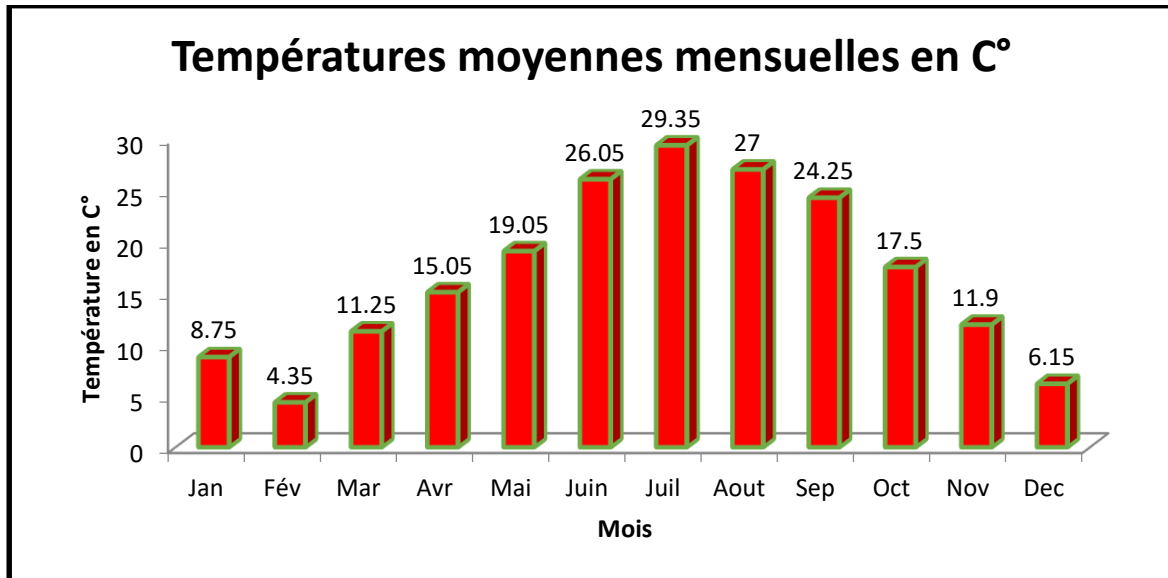


Figure II.3 : Répartition mensuelle de la température à la station de Bordj Bou Arréridj

II.3.4. Les vents

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du NORD – OUEST et du SUD – EST la zone connaît le SIROCCO pendant les mois de JUILLET et AOUT avec une moyenne annuelle de 15 jours.

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau II.4 : Les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
VIM	6.0	7.1	6.6	6.7	6.9	6.5	5.9	5.5	3.7	5.3	5.2	7.0	6.2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
FRQ (%)	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	35.1

VIM : Vitesse du vent moyen en m/s

DIV : Direction du vent

FREQ : Fréquence moyenne mensuelle %

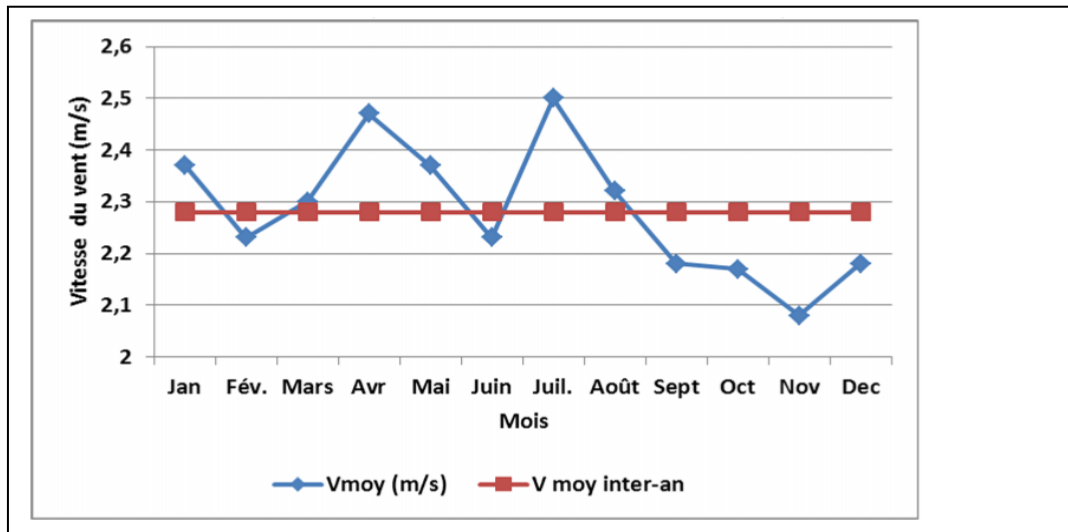


Figure II.4: Evolution de la vitesse moyenne mensuelle des vents et vitesse moyenne Interannuelle

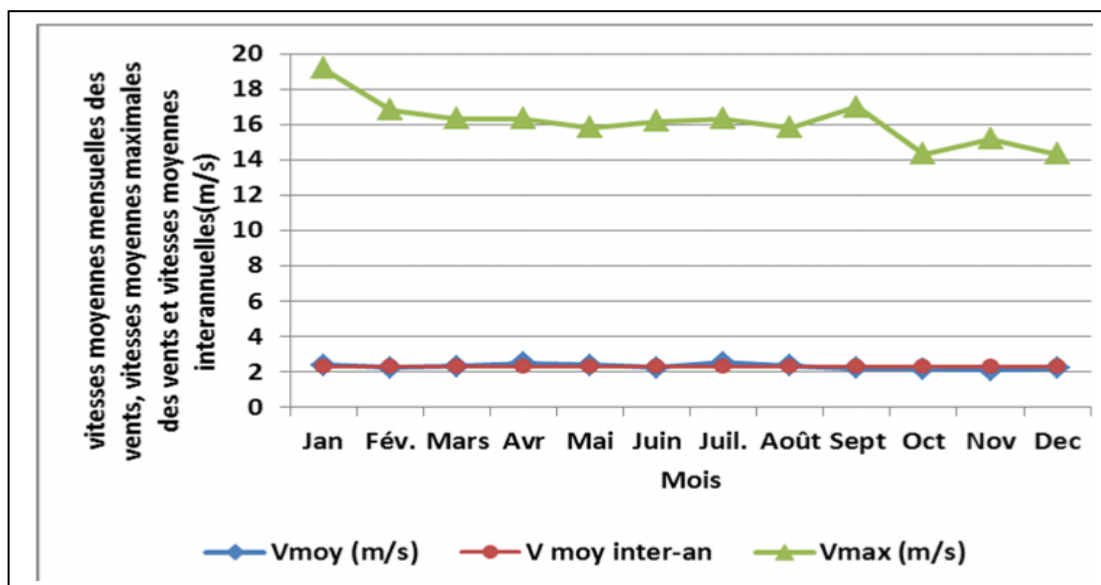


Figure II.5: Evolution de la vitesse moyenne mensuelle des vents, vitesse moyennes maximales des vents et vitesse moyenne interannuelle

- La vitesse moyenne du vent est de 2,28 m/s, vent faible à moyen
- Les mois où la vitesse moyenne mensuelle du vent est supérieure aux vitesses moyennes interannuelles sont : Mars, Avril, Mai, Juillet et Aout.
- La moyenne de ces mois est de 2,39m/s, soit un écart de + 4,46% par rapport à la moyenne interannuelle. Toutefois, la moyenne mensuelle du mois d'avril dont la valeur est la plus élevée (2,47 m/s) dépasse de 7,43% la valeur moyenne interannuelle.
- La vitesse maximale moyenne la plus élevée est enregistrée en janvier, soit 19,17 m/s. Elle représente huit fois la valeur moyenne du vent du mois de janvier. A titre indicatif, nous

donnons, dans le tableau ci-dessous, le poids en pourcentage du vent moyen par rapport au vent maximal.

Tableau II.5 : Ecart mensuels entre le vent maximal et moyen

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
%	12,35	13,27	14,08	15,10	14,95	13,81	15,31	14,63	12,84	15,1	13,74	15,23

II.4. Géologies

L'analyse géotechnique de la terre dépend principalement de la nature géologique et de la composition de la roche pour déterminer la résistance du sol et l'extension des structures urbaines, en connaissant les époques géologiques de la région, ses caractéristiques et ses mouvements tectoniques. [1]

À la lumière de cette connaissance géologique de la région, nous pouvons éviter les zones sujettes aux dérapages et aux dangers divers.

Les formations qui émergent dans la région sont :

Cartésien, Troisième et Quatrième Epoque.

- Le diadème : qui apparaît à la surface en raison d'événements tectoniques.

Jurassique : Apparaît à certains endroits dans les centres d'altitude.

- Le président : Il occupe la plus grande partie de la région et se trouve au nord et au sud.
- La troisième époque : Il apparaît principalement dans les parties centrales (hauts plateaux) et à l'extrémité sud de l'atlas tellien.
- La quatrième époque : on l'observe dans les parties centrales (hauts plateaux) et à l'extrémité sud de l'atlas tellien.

La ville d'El-Achir se situe dans les hauts plateaux et les régions intérieures, en particulier dans une région caractérisée par des glissements et une activité sismique modérée. [1]

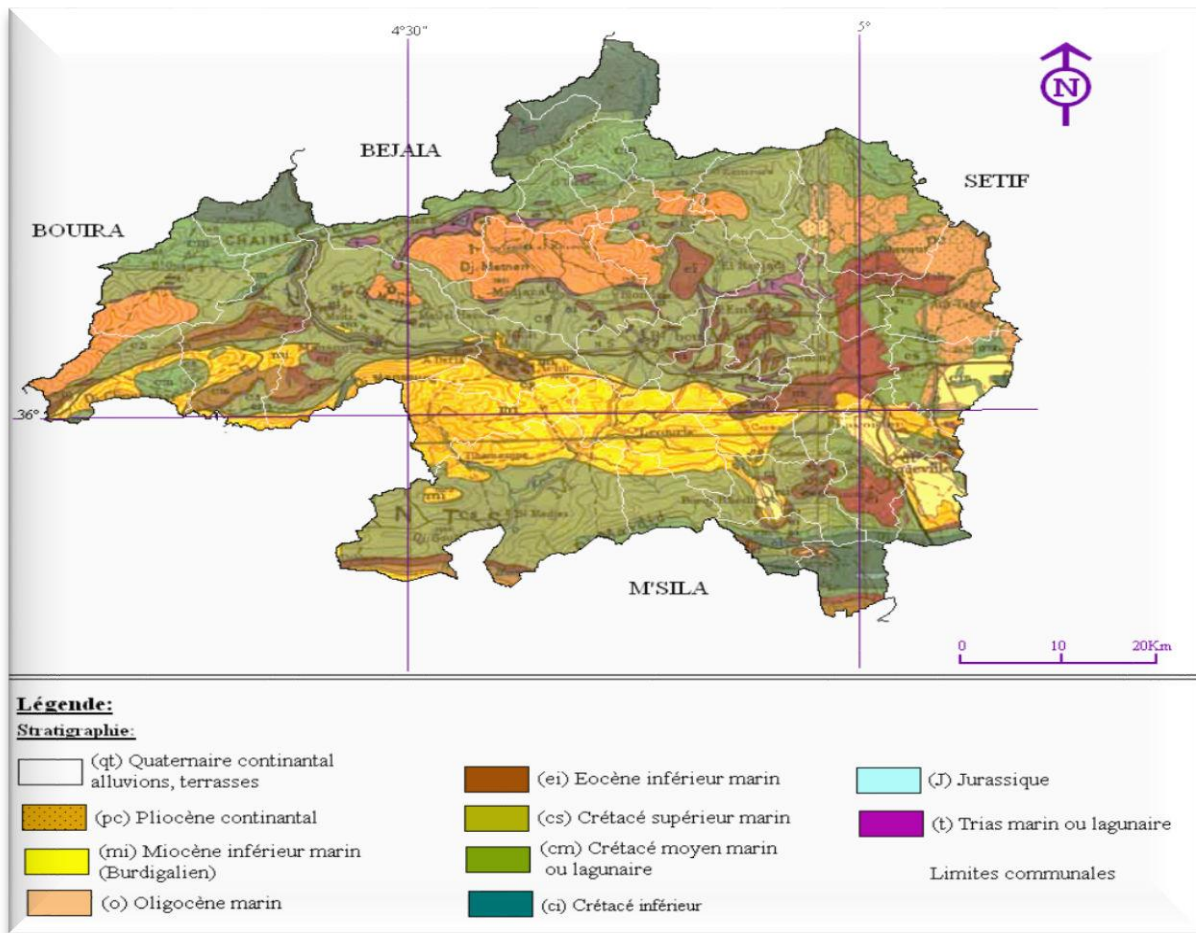


Figure II.6 : Géologie de la wilaya de Bordj Bou Arréridj

II.5 Hydrographie

L'estimation et la connaissance des ressources hydrographiques de la région sont dues à notre connaissance des perspectives géologiques de la région, ce qui nous permet de savoir la structure géologique et des couches de la terre afin de déterminer les différentes chaînes structurales de la région. [1]

La région possède un réseau hydrographique dense basé sur la présence de deux bassins versants:

- Le drainage du premier bassin est dirigé vers le Nord-Ouest.
- La deuxième décharge du bassin est orientée sud-est vers l'Ksob.
- A l'Est de la ville d'El-Achir : Lachbour, Guettar
- Au centre : OumRabah, Nessissa
- À l'ouest : Geram.

II.6. Conclusion

Ce chapitre a présenté généralement les caractéristiques climatique, géotechnique, hydrique, topologique et économique qui qualifient la région d'El-Achir. Dans notre mémoire, nous allons étudiez **le POS 17**.

CHAPITRE III

L'étude hydrologique

III. Introduction

Pour l'analyse et le contrôle des phénomènes de ruissellement des eaux pluviales en zones urbaines, il faut faire appel à une étude hydrologique détaillée qui permettra l'estimation des débits de ruissellement pour une période de retour choisie.

Les données hydrologiques prises en considération dans les projets d'assainissement sont celles des averses.

Les averses sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité.

Les choix des périodes de retour convenable se fait à partir d'un calcul technico- économique du coût d'entretien du réseau d'égout, et selon l'importance de l'ouvrage à réaliser.

Pour l'assainissement urbain, on adopte le plus souvent une période de retour décennal (10ans). [6]

III.1-Généralité :

Hydrologie, science qui a pour objet l'étude de l'eau et de sa circulation sur la surface de la terre.

L'hydrologie étudie l'eau sous ses trois états (liquide, solide, gazeux) : l'eau liquide s'évapore, la neige se sublime ou retourne à l'état liquide, la vapeur d'eau se condense et les précipitations tombent en pluie ou en neige qui alimentent les cours d'eau et les glaciers. Ces derniers s'écoulent à la surface des continents et ramènent l'eau à l'océan.

L'hydrologie est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but général de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes. [6]

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement. [6]

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et ces ouvrages annexes (station d'épuration, déversoir d'orage, bassin de retenue, bassin piège...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps. Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants:

III.1.1- Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace. [7]

III.2– Choix de la période de retour :

Le choix de la période de retour des pluies servent de base aux calculs, résulte de la balance entre les inconvénients provoqués par les inondations et le cout des ouvrages ; cette balance devrait théoriquement permettre de choisir la fréquence de la précipitation maximale contre laquelle on veut protéger. [8]

III.3– Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres. [8]

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

$$I_m = h/t$$

I_m : intensité moyenne en mm/h.

H : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en m.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Boumergued (Bordj BouArréridj) dont les caractéristiques géographiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1:Caractéristiques de la station pluviométrique de Boumergued(Bordj BouArréridj)

Station	Coordonnées			Durée d'observation
	Longitude	Latitude	Z(m)	
Boumergued	04,67 E	36,07 N	928	1982--2014

La série a une période de fonctionnement de 1982 à 2 014 qui a été fournie par l'A.N. R. H (agence national de ressource hydrique) de Constantine.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de Précipitations mensuelles et maximales journalières, de **33 années**.

III.3.1. Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie[7]. Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Tableau III.2 : Pluviométrie (Cumul mensuel en mm)

Année	Janvier	Fevrier	Mars	Avril	Mai	Juin	Juille	Aout	Septem	Octob	Nov	Décem	Pjmax	Total an
1982	16,7	8,8	33,1	32,8	21,6	6,7	0,5	10	13,7	29	16,3	8,8	33,1	198
1983	0,9	6,3	3,7	27	7,1	1,6	1,3	16,2	0	3,9	4,5	6,3	27	78,8
1984	17,7	23,7	6,6	8,7	18,2	3,9	7,6	4,8	10,6	14,7	6,9	8,6	23,7	132
1985	14,4	9,5	10	11,5	17	1	2,6	0	52,4	13	8,8	14,1	52,4	154,3
1986	6,1	16	56,6	15	13,7	14	0	2	14,7	10,9	8,1	23,3	56,6	180,4
1987	6	12	7,5	3,8	27	15	20,3	3	8,1	14,9	15,8	7	27	140,4
1988	5,3	2,9	7	18,2	6,6	21,7	0	0,2	9,5	7,1	19	16,3	21,7	113,8
1989	2,7	10,8	4	23,2	7	9,1	4,7	24,6	27,3	8,2	11,9	4,6	27,3	138,1
1990	14,4	0,9	10,5	30,7	38,6	19,5	11,5	15	9,1	1,2	9,5	18,5	38,6	179,4
1991	1,8	15,1	20,3	8,5	21,3	4,5	17,5	4,5	32,9	21,8	9,1	6,9	32,9	164,2
1992	21,7	15,1	17,8	12	29,6	25	19,6	1	11,1	12,9	8,1	30,8	30,8	204,7
1993	14	9,2	15,6	8,1	19,1	3,4	7	6	30	28,9	13,7	4,2	30	159,2
1994	5,1	10,3	7,9	8,9	2,7	1,9	1,3	3,9	110,9	39,5	3,3	4,8	110,9	200,5
1995	32,4	7,8	24,7	13,2	3,5	9,5	3,5	1,5	25,6	3,4	8	5,4	32,4	138,5
1996	13,9	31,5	14,5	28,6	52,9	7,6	3,4	6,8	10	2,8	2,1	8,4	52,9	182,5
1997	15,2	6,1	1,4	12,9	15,3	8,3	1,1	11,4	14	7,3	21,4	5	21,4	119,4
1998	2,3	7,4	3,2	16,8	19,6	2,2	4	5,8	29,2	2,7	4,9	4,6	29,2	102,7

Chapitre III : Etude hydrologique

1999	15,4	5,4	8,5	1	6,1	5,8	4	4	48,3	8,6	7,6	20,3	48,3	135
2000	0,5	0,3	7,4	3,3	26,2	15,4	0,1	22,7	19,6	7	5,6	20,2	26,2	128,3
2001	22	5,3	2,5	14,8	8,2	1,1	0,2	1,6	37	7,2	6,6	1,6	37	108,1
2002	10,7	10	4,8	5	1,1	4,3	1,5	23,9	9,1	7	25,4	19,3	25,4	122,1
2003	23,7	9,3	9,3	21,9	6	26,7	5,7	18,6	6,9	19,7	7,8	20,9	26,7	176,5
2004	5	4,4	9,9	18,3	33,4	32	2,6	10,4	15	11,6	39,4	28,5	39,4	210,5
2005	24,2	8,9	8,2	18,4	4,6	15,8	3,2	2,6	11,1	6,6	20	8,1	24,2	131,7
2006	13,9	12,3	3,4	25,5	49	4	5,4	2,1	34,7	2	14,4	5,9	49	172,6
2007	6,2	18	25,2	29,6	11,7	15	0,7	3,3	26,1	13,9	9	3,8	29,6	162,5
2008	2,4	9,3	9,3	11,8	24,6	15	26	14,4	10,7	12,7	5,6	14,4	26	156,2
2009	10,2	8,9	15,7	25,9	4,9	2,3	12,3	27,9	10,9	6,4	12,3	10,6	27,9	148,3
2010	8,9	7,1	19,9	15	11,3	38,1	2	8,2	7	27,6	8,2	4,6	38,1	157,9
2011	7,4	20,5	9,3	15,8	35,3	10,3	4,6	8,2	26,1	16,3	11,4	11,4	35,3	176,6
2012	8,7	11	24,4	22,1	2,1	1,6	4,4	23,9	5,6	8	30	1,9	30	143,7
2013	17,4	9,1	8,7	23,1	19	0	4,6	3,5	16,5	5,1	28,8	15,8	28,8	151,6
2014	6,5	6,4	10,9	0,6	18,1	16,9	0	2,8	8,5	4,5	13,5	13,5	18,1	102,2

Tableau III.3 : Série des précipitations journalières maximales annuelles (1982-2014)

Année	$P_{\max j}$	Année	$P_{\max j}$
1982	33,1	1999	48,3
1983	27	2000	26,2
1984	23,7	2001	37
1985	52,4	2002	25,4
1986	56,6	2003	26,7
1987	27	2004	39,4
1988	21,7	2005	24,2
1989	27,3	2006	49
1990	38,6	2007	29,6
1991	32,9	2008	26
1992	30,8	2009	27,9
1993	30	2010	38,1
1994	110,9	2011	35,3
1995	32,4	2012	30
1996	52,9	2013	28,8
1997	21,4	2014	18,1
1998	29,2		

III.3.2. Vérifier l'homogénéité de la série pluviométrie

III.3.2.1 Test d'ajustement wilcoxon :

C'est un test non paramétrique qui utilise la série des rangs des observations, au lieu de la série de leurs valeurs. Le test de wilcoxon est basé sur le principe suivant : si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY (union de X et de Y) en est également issu,

On procède ainsi :

Soit une série d'observation de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons N et Y : N1 et N2 sont respectivement les tailles de ses échantillons, avec $N = N1 + N2$ et $N1 \leq N2$.

On classe ensuite des valeurs de notre série par ordre croissant, par la série, nous ne nous intéresserons qu'au rang de chacun des éléments des deux échantillons dans cette série. Si une valeur se répète plusieurs fois, on lui associe le rang moyen correspondant. [6]

Tableau III.4 : tableau observation de test Wilcoxon

X	Y	Rang	XUY	Origine	Rang	XUY	Origine
33,1	32,4	1	18,1	y	21	32,9	x
27	52,9	2	21,4	y	22	33,1	x
23,7	21,4	3	21,7	x	23	35,3	y
52,4	29,2	4	23,7	x	24	37	y
56,6	48,3	5	24,2	y	25	38,1	y
27	26,2	6	25,4	y	26	38,6	x
21,7	37	7	26	y	27	39,4	y
27,3	25,4	8	26,2	y	28	48,3	y
38,6	26,7	9	26,7	y	29	49	y
32,9	39,4	10	27	x	30	52,4	x
30,8	24,2	11	27	x	31	52,9	y
30	49	12	27,3	x	32	56,6	x
110,9	29,6	13	27,9	y	33	110,9	x
	26	14	28,8	y			
	27,9	15	29,2	y			
	38,1	16	29,6	y			
	35,3	17	30	x			
	30	18	30	x			
	28,8	19	30,8	x			
	18,1	20	32,4	y			

On calcule en suite la somme W_x des rangs des élément du premier échantillon dans la série commune : $W_x = \text{Rang } x$

Wilcoxon a montré que, dans le cas ou les deux échantillons X et Y constituent en série homogène, la quantité W_x est comprise entre deux bornes W_{\max} et W_{\min} , donné par les formule suivant :

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N_1 * N_2 (N_1 + N_2 + 1) / 12}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) N_1 - W_{\min}$$

$$W_x = \sum \text{Rang } x = 258$$

$$W_{\max} = 274.70$$

$$W_{\min} = 167.30$$

Sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

On vérifie l'inégalité : $W_{\min} < \sum \text{Rang } x < W_{\max}$

- **Résultats**

En résultat de vérification de cette série par test de wilcoxon, notre série donc est homogène.

III.3.3. Estimation des Paramètres de la série des pluies

a- La moyenne des précipitations maximales journalières

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n}$$

n :Le nombre d'années d'observations($n= 33$ ans),

b- L'écart type : pour $n = 33$ ans ; on a :

- **La variance:**

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{n}} \right]$$

- **Le coefficient de variation :**

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}}$$

- **Exposant climatique : $b = 0.31$ (d'après l'ANRH)**

Tableau III.5 : Caractéristiques de la série pluviométrique (1982-2014).

Designation	Valeur
$\overline{P_{\max j}}$	35.09
$\sigma_{P_{\max, j}}$	16.42
Coefficient de variation C_v	0.475
Exposant climatique	0.31

III.4. Choix de la loi d'ajustement

Puisque les régimes pluviométriques sont très irréguliers, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les deux lois généralement utilisées sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (Loi log normale).

III.4.1. Ajustement de la loi de GUMBEL

Les diverses études ont montré que quel que soit le type de la loi théorique pouvant ajuster les précipitations maximales journalières dans une station, la série de données peut être distribuée suivant une loi de limite extrême dont la loi de Gumbel en fait partie la fonction de répartition de la loi de Gumbel est [6]:

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $y = a (X - X_0)$

$F(x) = f(y)$

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

Avec:

y: variable réduite de GUMBEL.

x: précipitation maximale journalière (mm).

a , X₀ : coefficient d'ajustement sont calculés par la (Méthode des moindres carrés).

X₀ : paramètre de position (mode).

a : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé quand il se trouve sous forme $1/a$.

III.4.1.1. Procédé d'ajustement

Les étapes d'ajustement à la loi de Gumbel sont :

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

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

n

Avec :

- **m** : Rang de précipitation (1.2.3.4...33) à partir de la série.
- **n** : Nombre d'observations **n=33**
- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$Y_i = - \ln (- \ln (F (x_i)))$$

- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
- Calculer le coefficient de corrélation.

Entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}}$$

III.4.1.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule suivante :

$$X = (1/a)y + X_0$$

$$\text{Avec : } \frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_{P_{\max,j}}$$

X₀: L'ordonnée à l'origine, calculée comme suit:

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL.

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_{\max,j} = 0.78 * 16.42 = 12.81$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y}$$

$$\text{Alors : } X_0 = 27.81$$

Donc la droite de Gumbel s'écrit :

$$P_{j \max} (P\%) = 12.81 y + 27.81$$

Pour une période de retour de 10ans la fréquence au non dépassement (FND) est donnée par la formule :

$$FND = 1 - \frac{1}{T}$$

avec $T = 10$ ans (periode de retour)

$$FND = 1 - \frac{1}{10} = 0.9 \quad \text{c-à-d} \quad FND = 90\%$$

La variable réduite de Gumbel sera :

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

A partir de l'équation de Gumbel

$$P_{j \max} (P\%) = 12.81 y + 27.81$$

$$P_{j \max} (P\%) = 56.63 \text{ mm}$$

III.4.2 Ajustement de la série pluviométrique é la loi de Galton [6]

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

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

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique. [6]

III.4.2.1. Procédéd'ajustement

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement ;
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale.
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\ln x$ et $C\%$
- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE ;
- Détermination de la droite de Galton
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par:

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}}$$

Tableau III.6: Résultat de calcul par la loi de Galton

P_{max j}	Rang	F	ln x	u
110,9	1	0,029	4,709	0,358
56,6	2	0,059	4,036	1,182
52,9	3	0,088	3,968	1,163
52,4	4	0,118	3,959	1,160
49	5	0,147	3,892	1,140
48,3	6	0,176	3,877	1,136
39,4	7	0,206	3,674	1,076
38,6	8	0,235	3,653	1,070
38,1	9	0,265	3,640	1,066
37	10	0,294	3,611	1,058
35,3	11	0,324	3,564	1,044
33,1	12	0,353	3,500	1,025
32,9	13	0,382	3,493	1,023
32,4	14	0,412	3,478	1,019
30,8	15	0,441	3,428	1,004
30	16	0,471	3,401	0,996
30	17	0,500	3,401	0,996
29,6	18	0,529	3,388	0,992
29,2	19	0,559	3,374	0,989
28,8	20	0,588	3,360	0,984

27,9	21	0,618	3,329	0,975
27,3	22	0,647	3,307	0,969
27	23	0,676	3,296	0,966
27	24	0,706	3,296	0,966
26,7	25	0,735	3,285	0,962
26,2	26	0,765	3,266	0,957
26	27	0,794	3,258	0,955
25,4	28	0,824	3,235	0,948
24,2	29	0,853	3,186	0,933
23,7	30	0,882	3,165	0,927
21,7	31	0,912	3,077	0,902
21,4	32	0,941	3,063	0,897
18,1	33	0,971	2,896	0,848

III.4.2.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N}$$

Les résultats sont représentés comme suit :

Tableau III.6 : Paramètre de la droite de Galton

Paramètre	Valeurs
$\overline{\ln x}$	3.49
$u \cdot \sigma_{\ln x}$	0.35

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.49 + u * 0.35$$

D'après le tableau de gauss on a : $U=1.29$

$$P(\max_j, 10\%) = 51.41 \text{ mm}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe obtenu par logiciel hyfran.

Pour ajuster la série pluviométrique par les deux méthodes (Galton, Gumbel) on utilise logiciel d'ajustement hyfran.

III.4.3 Présentation du logiciel HYFRAN :

Le logiciel HYFRAN permet l'analyse fréquentielle en hydrologie particulièrement pour les valeurs extrêmes. HYFRAN a été développé par l'équipe du Pr. Bernard Bobée titulaire de la chaire en hydrologie statistique (1992-2004). HYFRAN est un logiciel d'ajustement des lois statistiques.

III.4.3.1 Les étapes de logiciel Hyfran :

-Etape 1 :

-Donner un titre, l'unité et la formule quand on a choisis.

Figure III.1 : Donner un titre, l'unité et choisir la formule

Etape 2 :

- Introduction des données dans le logiciel HYFRAN.

	Observation	Identificateur	Probabilité empirique	Code
1	33.1	1982	0.6506	
2	27	1983	0.2892	
3	23.7	1984	0.1084	
4	52.4	1985	0.8916	
5	56.6	1986	0.9518	
6	27	1987	0.3193	
7	21.7	1988	0.0783	
8	27.3	1989	0.3494	
9	38.6	1990	0.7711	
10	32.9	1991	0.6205	
11	30.8	1992	0.5602	
12	30	1993	0.5000	
13	111	1994	0.9819	
14	32.4	1995	0.5904	

Inclure les données désactivées dans le calcul des probabilités empiriques

Figure III.2 : Introduisant les données

Etape 3

- Paramètres statistiques.

Statistique	Valeur
Titre du projet	EL-ACHIR
Nombre de données [n]	34
Minimum	18.10
Maximum	110.9
Moyenne	35.09
Ecart-type	16.68
Médiane	30.00
Coefficient de variation [Cv]	0.4753
Coefficient d'asymétrie [Cs]	3.178
Coefficient d'aplatissement [Ck]	13.21

Figure III.4 : Résultats des paramètres statistiques

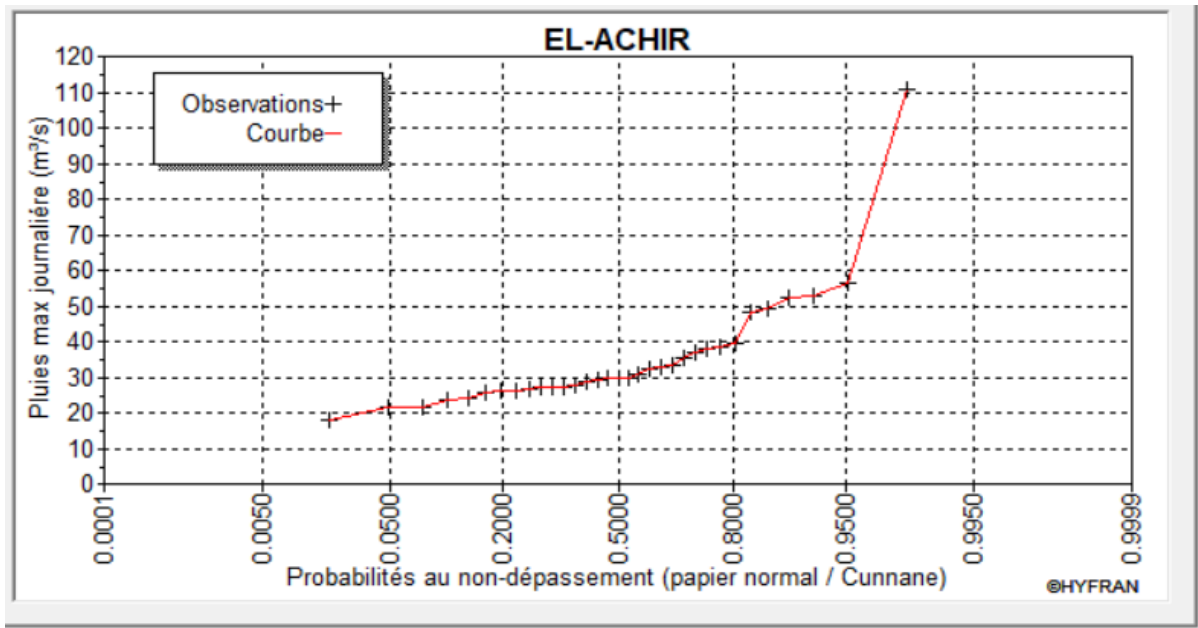


Figure III.5 : Observation sur papier de probabilités

- Cliquer=>Ajustement par Gumbel=>Méthode des moments.

Les Résultats de l'ajustement sous logiciel Hyfran par les deux méthodes sont illustrés dans les tableaux et les figures

III.5. Résultats de l'ajustement

III.5.1 Par la loi de Galton

Tableau III.7: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	147	22.2	104	191
2000.0	0.9995	126	18.4	90.3	163
1000.0	0.9990	117	16.8	84.5	150
200.0	0.9950	96.5	13.0	70.9	122
100.0	0.9900	87.4	11.4	65.1	110
50.0	0.9800	78.3	9.78	59.2	97.5
20.0	0.9500	66.2	7.66	51.2	81.2
10.0	0.9000	56.8	6.06	45.0	68.7
5.0	0.8000	47.1	4.49	38.3	55.9
3.0	0.6667	39.3	3.39	32.7	46.0
2.0	0.5000	32.3	2.66	27.1	37.6

Avec :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

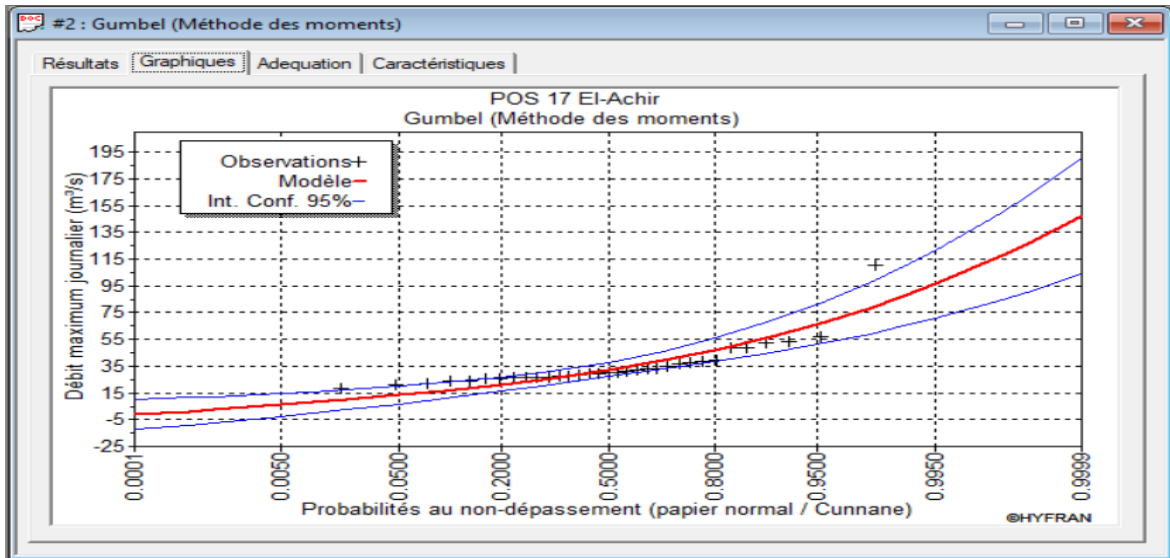


Figure III.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

III.5.2. Résultats de l'ajustement par la loi de Galton

Tableau III.8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	97.1	8.28	80.9	113
2000.0	0.9995	90.0	7.45	75.4	105
1000.0	0.9990	86.6	7.07	72.8	100
200.0	0.9950	78.1	6.11	66.1	90.0
100.0	0.9900	73.9	5.65	62.8	85.0
50.0	0.9800	69.3	5.17	59.2	79.5
20.0	0.9500	62.5	4.49	53.7	71.3
10.0	0.9000	56.5	3.95	48.7	64.2
5.0	0.8000	49.1	3.39	42.5	55.8
3.0	0.6667	42.3	3.04	36.3	48.2
2.0	0.5000	35.1	2.90	29.4	40.8

Avec :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

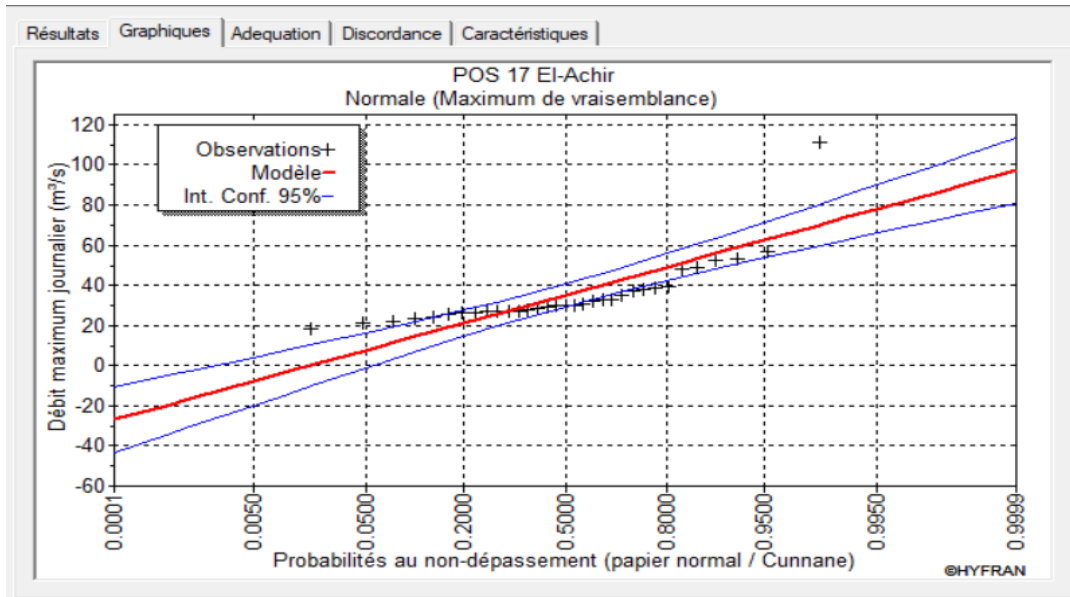


Figure III.7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

NB : La loi de Gumbel montre que les points suivent la droite. Donc la loi qui s'ajuste à notre série pluviométrique.

III.5.3 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de 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

$$I_{t_{15\text{min}}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$$

$I_{t_{15\text{min}}, p\%}$: 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 heure, $t = 0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans ;

b : exposant climatique de la région ($b = 0.31$),

Nous obtenons donc :

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

- **D'après la loi de Gumbel :**

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{56.63}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{b-1} \quad \Rightarrow \quad I_{15\text{min}, 10\%} = 55.10 \text{ mm / h}$$

- **D'après la loi de Galton:**

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{51.41}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{b-1} \quad \Rightarrow \quad I_{15\text{min}, 10\%} = 49.96 \text{ mm / h}$$

III.6.Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. En ce référent aux deux graphes, celui de la loi de Gumel et celui de la loi de Galton, on remarque que l'ajustement issu de la loi de Gumbel est mieux que l'ajustement par la loi de Galton par ce que dans la loi de Galton les données sont plus proches par les deux courbes de l'intervalle de confiance et loin de la droite théorique. Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec la valeur obtenue par la loi de Gumbel et on déterminera l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = \frac{55.10 * 10000}{3600} \quad \Rightarrow \quad I = 153.055 \text{ l/s/ha}$$

Avec : (10000/3600) terme de conversion de mm / h en l/s/ha

CHAPITRE IV

Calcul de base et évaluation des débits

IV. Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol. [3]

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

IV.1.1.Généralités :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie....). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération. [11]

IV.1.2.Nature des eaux usées à évacuer :

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

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

IV.1.2.1.Les eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (lessives ; cuisine, douches...) et les eaux vannes (toilettes, wc...).. [12]

IV.1.2.2.Les eaux industrielles :

Sont classées dans les industrielles, tous les rejets correspondant à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités industrielles, commerciales, artisanales, ou autres. Leurs caractéristiques sont précisées dans une convention spéciale, valant autorisation de déversement, lors du raccordement au réseau d'assainissement. [12]

Remarque:

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux uséesprovenant del'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

IV.1.2.3. Les eaux usées du service public :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques. [12]

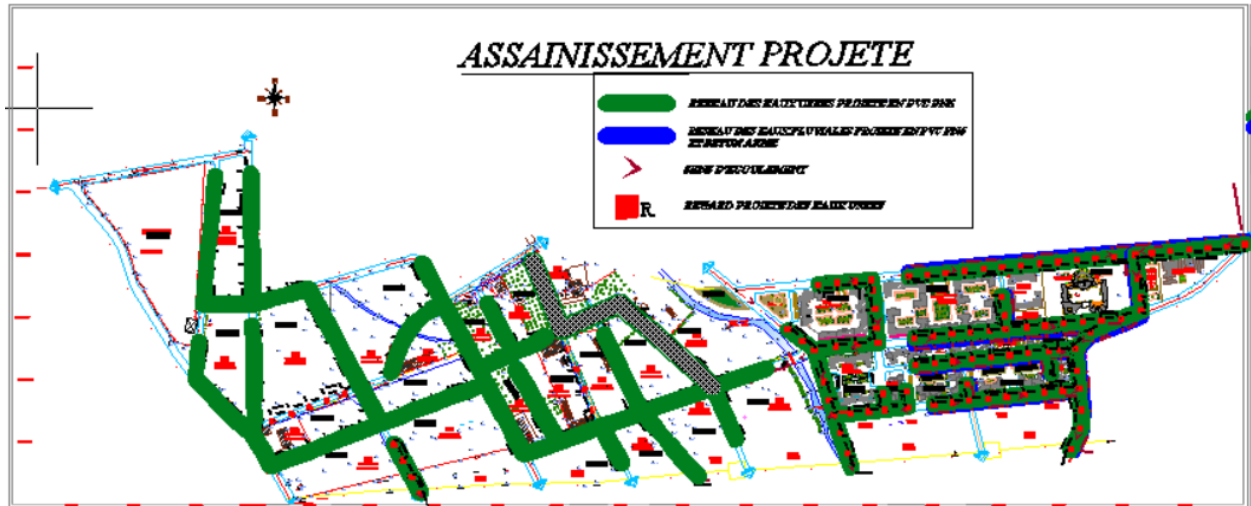


Figure IV.1 : réseau d'assainissement des eaux usées et eaux pluviales Du POS 17 commune El-Achir

IV.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

Les débits des eaux usées sont évalués en fonction du type d'utilisateur et sa dotation. [1]

IV.2.1. Etude des besoins en eau :

Tableau IV.1 : besoins en eau du POS 17

Désignation	Unité	Nombre	Dotation	Débit moyen	
			l/j/unité	l/j	M3/j
Domestique	hab	10425	180	1876476	1876,476
Lycée	Elève	720	80	57600	57,600
Ecole primaire	Elève	360	25	9000	9,000
Equip.P.C	employé	50	20	1000	1,000
Equip.Sportif	m2	625	5	3125	3,125
Placette	Unité	1	1728	1728	1,728
Total					1948,929

Tableau IV.2: nombre d'habitant selon la zone[1]

Zone	Habitants
1	3870 hab
2	3081 hab
3	3474 hab
Total	10425 hab

Zone 01 (Rejet 01)**Zone 02 (Rejet 02)****Zone 03 (Rejet 03)**

The figure shows three identical software windows for calculating wastewater flow rates. Each window is titled 'Calcul du débit d'eaux usées' and contains the following data:

Zone	Nombre d'équiv. habitants	Consommation d'eau (l/hab/jr)	Coefficient de pointe a	Coefficient de pointe b	Usage industriel (m³/jr/ha loti)	Surface lotie (ha)	Débit (l/s)	Diamètre théorique calculé (mm)
Zone 01	3081	180	1.5	2.5	2	2	16.00	0
Zone 02	3474	180	1.5	2.5	2	16	17.96	0
Zone 03	3870	180	1.5	2.5	2	2	19.24	187

Figure IV.3 : Calcul des débits des eaux usées**IV.3. Evaluation des débits et dimensionnement du réseau**

Après la détermination des débits des eaux usées et pluvial, nous consacrons ce chapitre au dimensionnement et calcul hydraulique du réseau d'assainissement du POS 17, faisant l'objet d'étude.

Pour que le réseau d'assainissement, être auto-cureur on doit vérifier les deux conditions suivantes (et condition d'écoulement et du dimensionnement), par la suite en passe au calcul hydraulique du réseau.

IV.3.1 Calcul hydraulique du réseau

On ne peut concevoir ni exploiter des réseaux d'évacuation, pas plus qu'on ne peut choisir les équipements qui s'y rapportent sans effectuer un certain nombre de calcul hydrauliques. Le mode de calcul adopté pour le dimensionnement des collecteurs gravitaires est présenté ci-dessous :

- **Equation de base**

En 1976, CHEZY a proposé une équation empirique permettant de calculer les vitesses des écoulements uniformes, à surface libre. [4]

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

C: coefficient de CHEZY ;

I : pente géométrique du profil (m/m) ;

R_h : rayon hydraulique (m), donné par la relation

$$R_h = A_m / P_m$$

Avec :

A_m : la section transversale de la conduite occupée par le liquide (m²) ;

P_m : périmètre mouillé (m) ;

Evaluation de coefficient de CHEZY

Beaucoup de chercheurs ont proposé, pour calculer la valeur du du coefficient de CHEZY, des formules en fonction du rayon hydraulique (R_h) et du coefficient de rugosité (η).

Formule de BAZIN

$$C = \frac{\sqrt{R_h + 87}}{\sqrt{R_h + \gamma}}$$

Avec :

R_h : rayon hydraulique (m)

γ : désigne le coefficient d'écoulement de BAZIN, dont les valeurs dépendent de la nature des liquides transportés, de la nature des parois. [3]

Tableau IV.2 : Valeurs de γ en fonction de la nature des parois.

γ	Nature des parois
0.06	Parois très unies : ciment lisse, bois raboté
0.16	Parois unies : briques, pierres de tailles, acier usagé....
0.46	Canaux revêtus de maçonnerie de moellons
0.85	Canaux en terre à sections très régulières
1.30	Canaux en terre, dans des conditions ordinaires
1.75	Canaux en terre représentant une résistance exceptionnelle : galets et pierres

- **Formule de MANNING**

$$C = \frac{0,823}{\eta} \cdot Rh^{1/6}$$

Avec

R_h : rayon hydraulique

η : coefficient de rugosité dont les valeurs dépendent de la nature des parois du collecteur

Tableau IV.3: Valeur de η en fonction de la nature de la paroi du collecteur

H	Nature de la paroi
0.010	Bois raboté ou béton lisse
0.011	Bois non raboté
0.012	Béton sans enduit
0.013	Briques
0.021	Terre
0.024	Gravier
0.029	Terre avec végétation

- **NB :** Pour notre projet, nous utilisons l'équation de Manning avec un coefficient d'écoulement pris égal $\eta = 0.010$, soit un béton lisse.

$$\text{D'ou } C = \frac{1}{0.010} R_h^{1/6}$$

- **Calcul de la vitesse à pleine section V_{ps}**

La vitesse à pleine section est donnée par la relation (4.6)

$$V_{ps} = \frac{1}{0.010} \left(\frac{D}{4}\right)^{1/6} \cdot \sqrt{\frac{D}{4} \cdot I}$$

Avec : $R_h = D/4$

En remplaçant la relation (4.6) et la relation (4.5) dans l'équation (4.1), il vient que la vitesse à pleine section s'écrit :

$$V_{ps} = 82.3 \cdot D^{2/3} \cdot \sqrt{I}$$

Avec :

V_{ps} : vitesse à pleine section [m/sec]

- **Calcul du débit à pleine section Q_{ps}**

La valeur du débit à pleine section « Q_{ps} » sera déduite à partir de la vitesse d'écoulement :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot A_{ps}$$

A_{ps} : Etant la section de la conduite égale a :

$$A_{ps} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$$

Ce qui donne par substitution :

$$Q_{ps} = 32.66 D^{8/3} \sqrt{I}$$

- **Calcul de la hauteur de remplissage :**

Ecoulement a section partielle :

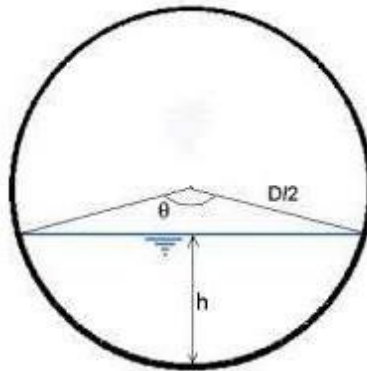


Figure IV.4 : Section du réseau partiellement rempli.

D'après la figure ci-dessus, nous pouvons écrire :

-

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{X}{R}$$

Le rayon R est donné par la relation :

$$R = D/2$$

Il vient que :

- $X = R \cos \frac{\theta}{2} = \frac{D}{2} \cdot \frac{\theta}{2}$

La hauteur de remplissage, s'écrit :

$$H = R - X = \frac{D}{2} \cdot (1 - \cos \frac{\theta}{2})$$

Calcul du Rapport des débits

$$Rq = \frac{(\theta - \sin \theta)^{\frac{5}{3}}}{4 \cdot \pi \cdot \theta^{\frac{2}{3}}}$$

Calcul de la vitesse d'auto-curage

$$V = R_v \cdot V_{ps} = \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot V_{ps}$$

NB : La valeur de θ est obtenue par approximation, en utilisant l'analyse des scénarios sur le logiciel Excel.

IV.4.Évaluation des débits d'eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle. [3]

IV.4.1.Méthode rationnelle :

Cette méthode n'est pas susceptible d'être utilisée pour les grandes surfaces en raison de la longueur de calcul qu'elle présente.

Fait qu'elle est valable juste pour des petites agglomérations dont la surface est inférieure ou égale à 2ha.

Le dimensionnement du réseau d'assainissement nécessite l'évaluation des débits des eaux pluviales tout en tenant compte de la nature de la zone à drainer.

Après délimitation des surfaces à drainer pour chaque tronçon du réseau, l'évaluation des débits des eaux pluviales des surfaces totalement imperméable (voirie+parking) a été déterminée par la méthode rationnelle. [3]

Ces débits sont évalués en fonction des apports liquides du bassin versant. Pour les petits bassins le débit des eaux pluviales est donné par la formule:

$$Q_{ep} = \alpha \cdot Cr \cdot I \cdot A$$

D'où:

Q: Débit des eaux pluviales (l/s)

Cr: Coefficient de ruissellement

I: Intensité de pluie (l/s/ha)

A: Aire du bassin considéré (ha)

α : Coefficient d'abattement

IV.4.2.Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part. Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain. [3]

La formule est exprimée comme suit :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{U}} * I^{\frac{V}{U}} * C_r^{\frac{1}{U}} * A^{\frac{W}{U}}$$

Avec :

$Q(f)$: Débit de brute en m³/s ;

I : pente moyenne du bassin versant en m/m ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : superficie du bassin versant en Hectares ;

K, U, W, V dépend des coefficients de Montana a et b :

$$K=0.5^b.(a/6.6)$$

$$U=1+0.287b$$

avec ($0 < U < 1$)

$$V=-0.41b$$

$$W=0.95+0.507b$$

(a) et (b) coefficient dépendant de la région géographique et de la période retour.

Le débit brut ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence m dont la formule est :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^u$$

$$u = \frac{0.8 * b}{1 + 0.287 * b}$$

Avec :

M coefficient de l'allongement définit comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » en (mètre ou hectomètre) à la racine carrée de la surface en (mètre carré ou en hectare) équivalente à la superficie du bassin versant[3]. Son expression est

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8 \quad ET \quad M = 2$$

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigée) est :

$$Q_p = m * Q_{brute}$$

IV.4.2.1. Assemblage des bassins versants :

La méthode de Caquot est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application de cette méthode à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les Paramètres (A , C , I et M) du groupement. Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en " série " ou en " parallèle " sont exprimées ci-après. **FHD [6]**

IV.4.2.2 Limites de la méthode superficielle :

La méthode de Caquot reste la méthode de base même si elle a quelques limites qui sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- La surface A doit être inférieure à 200 ha.
- La pente du bassin versant doit être comprise entre 0.002 et 0.05 m/m
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.

IV.4.2.3. Vérification:

a- Condition de l'auto-curage:

L'auto-curage est la faculté du réseau à se nettoyer tout seul sans l'action de l'écoulement hydro-électrique des eaux (curage automatique) donc , il est intéressant de bien respecter les vitesses d'écoulement. **[10]**

N.B: $0.5 < V_o < 4.0 \text{ m/s}$

b- Condition de remplissage:

Il faut que le taux de remplissage de la conduite ne dépasse pas 80% de son diamètre c'est-à-dire :

$$R_h = H/D < 0.8 \text{ et } < 0.98$$

a- Condition des pentes de l'ouvrage :

La pente minimale qui doit être assurée est de 0.5% pour éviter la stagnation des eaux (dépôts) **[10]**

IV.4.3 Choix des matériaux :

Le choix des matériaux est fonction de la nature des fluides à transporter, du terrain et de la disponibilité des canalisations sur le marché.

Pour **notre projet**, on a opté pour les canalisations en **CAO** car elles sont disponibles et souvent utilisée.

IV.5 Dimensionnement du réseau d'assainissement

IV.5.1 Réseau séparatif : Zone 01 (Rejet 01)

a- Eaux usées :

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

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Réseau :					EU 1
Hauteur de recouvrement :					1.00 m
Hauteurs de chute :	Minimale	0.00 m	Maximale	2.00 m	
Profondeurs :	Minimale	1.40 m	Maximale	4.00 m	
Pentes :		0.00200		0.0400 m/m	
	Minimale	m/m	Maximale	(4.00 %)	
		(0.20 %)			
Vitesses :	Minimale	0.2 m/s	Maximale	4.0 m/s	
Matériau :					POLYCHLORURE DE VINYLE CR16
Méthode pour les débits :					Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)

Formule pour les diamètres :

Coefficient sur les débits :

Taux de remplissage :

Diamètre minimal :

Eaux usées

100 %

80 %

300 mm

Tronçon	Q max (m³/s)	Collecteur		Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V auto curage (m/s)	Pleine section		Contrainte
		Nom	Section (m²)			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
N1 - N2	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N2 - N3	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N3 - N4	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N4 - N5	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N5 - N6	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N6 - N7	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N7 - N8	0,019	CR16-0315	0,073	2,660	0,270	0,130	0,690	0,240	74,000	1,410	1,130	2,050	0,149	OK
N8 - N9	0,019	CR16-0315	0,073	3,600	0,270	0,110	0,660	0,230	69,000	1,570	1,310	2,380	0,173	OK
N9 - N10	0,019	CR16-0315	0,073	1,600	0,270	0,170	0,740	0,280	84,000	1,180	0,870	1,590	0,115	OK
N10 - N11	0,019	CR16-0315	0,073	1,200	0,270	0,190	0,770	0,300	91,000	1,060	0,760	1,380	0,100	OK

N11 - N12	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N12 - N13	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N13 - N14	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N14 - N15	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N15 - N16	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N16 - N17	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N17 - N18	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N18 - Rejet	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N20 - N21	0,019	CR16-0315	0,073	2,850	0,270	0,130	0,680	0,240	73,000	1,450	1,170	2,120	0,154	OK
N21 - N22	0,019	CR16-0315	0,073	2,500	0,270	0,130	0,700	0,250	75,000	1,380	1,090	1,990	0,144	OK
N22 - N23	0,019	CR16-0315	0,073	2,400	0,270	0,140	0,700	0,250	76,000	1,360	1,070	1,950	0,141	OK
N23 - N24	0,019	CR16-0315	0,073	2,000	0,270	0,150	0,720	0,260	79,000	1,270	0,980	1,780	0,129	OK
N24 - N25	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N25 - N26	0,019	CR16-0315	0,073	1,000	0,270	0,210	0,790	0,310	95,000	0,990	0,690	1,260	0,091	OK
N26 - N27	0,019	CR16-0315	0,073	1,500	0,270	0,170	0,750	0,280	85,000	1,150	0,850	1,540	0,112	OK
N27 - N28	0,019	CR16-0315	0,073	1,400	0,270	0,180	0,750	0,290	87,000	1,120	0,820	1,490	0,108	OK
N28 - N29	0,019	CR16-0315	0,073	1,200	0,270	0,190	0,770	0,300	91,000	1,060	0,760	1,380	0,100	OK
N29 - N30	0,019	CR16-0315	0,073	0,900	0,270	0,220	0,800	0,320	98,000	0,960	0,660	1,190	0,086	OK
N30 - N31	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK
N31 - N7	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK

Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits

N32 - N33	0,019	CR16-0315	0,073	3,300	0,270	0,120	0,670	0,230	70,000	1,530	1,260	2,280	0,166	OK
N33 - N34	0,019	CR16-0315	0,073	3,200	0,270	0,120	0,670	0,230	71,000	1,510	1,240	2,250	0,163	OK
N34 - N35	0,019	CR16-0315	0,073	3,300	0,270	0,120	0,670	0,230	70,000	1,520	1,250	2,280	0,166	OK
N35 - N36	0,019	CR16-0315	0,073	3,600	0,270	0,110	0,660	0,230	69,000	1,570	1,310	2,380	0,173	OK
N36 - N37	0,019	CR16-0315	0,073	1,090	0,270	0,200	0,780	0,310	93,000	1,030	0,720	1,310	0,095	OK
N37 - N38	0,019	CR16-0315	0,073	1,180	0,270	0,200	0,780	0,300	91,000	1,060	0,750	1,360	0,099	OK
N38 - N39	0,019	CR16-0315	0,073	1,200	0,270	0,190	0,770	0,300	91,000	1,060	0,760	1,380	0,100	OK
N39 - N40	0,019	CR16-0315	0,073	1,000	0,270	0,210	0,790	0,310	95,000	0,990	0,690	1,260	0,091	OK
N40 - N41	0,019	CR16-0315	0,073	1,100	0,270	0,200	0,780	0,300	93,000	1,030	0,720	1,320	0,096	OK
N41 - N42	0,019	CR16-0315	0,073	1,300	0,270	0,190	0,760	0,290	89,000	1,090	0,790	1,430	0,104	OK
N42 - N11	0,019	CR16-0315	0,073	0,800	0,270	0,240	0,820	0,330	101,000	0,920	0,620	1,120	0,082	OK
N43 - N44	0,019	CR16-0315	0,073	3,300	0,270	0,120	0,670	0,230	70,000	1,520	1,250	2,280	0,166	OK
N44 - N37	0,019	CR16-0315	0,073	3,750	0,270	0,110	0,660	0,220	68,000	1,600	1,340	2,430	0,177	OK
N45 - N46	0,019	CR16-0315	0,073	1,940	0,270	0,150	0,720	0,260	80,000	1,260	0,960	1,750	0,127	OK
N46 - N47	0,019	CR16-0315	0,073	2,300	0,270	0,140	0,700	0,250	77,000	1,340	1,050	1,900	0,138	OK
N47 - N48	0,019	CR16-0315	0,073	1,770	0,270	0,160	0,730	0,270	82,000	1,220	0,920	1,670	0,121	OK
N48 - N49	0,019	CR16-0315	0,073	3,900	0,270	0,110	0,650	0,220	67,000	1,620	1,360	2,480	0,180	OK
N49 - N50	0,019	CR16-0315	0,073	3,800	0,270	0,110	0,650	0,220	68,000	1,600	1,350	2,450	0,178	OK
N50 - N51	0,019	CR16-0315	0,073	3,800	0,270	0,110	0,650	0,220	68,000	1,600	1,350	2,450	0,178	OK
N51 - N52	0,019	CR16-0315	0,073	3,200	0,270	0,120	0,670	0,230	71,000	1,510	1,240	2,250	0,163	OK
N52 - N14	0,019	CR16-0315	0,073	0,600	0,270	0,270	0,850	0,360	109,000	0,830	0,540	0,970	0,071	OK

N53 - N52	0,019	CR16-0315	0,073	1,850	0,270	0,160	0,720	0,270	81,000	1,240	0,940	1,710	0,124	OK
N54 - N55	0,019	CR16-0315	0,073	1,940	0,270	0,150	0,720	0,260	80,000	1,260	0,960	1,750	0,127	OK
N55 - N56	0,019	CR16-0315	0,073	1,420	0,270	0,180	0,750	0,280	87,000	1,130	0,820	1,500	0,109	OK
N56 - N57	0,019	CR16-0315	0,073	1,500	0,270	0,170	0,750	0,280	85,000	1,150	0,850	1,540	0,112	OK
N57 - N58	0,019	CR16-0315	0,073	1,700	0,270	0,160	0,730	0,270	83,000	1,200	0,900	1,640	0,119	OK
N58 - N59	0,019	CR16-0315	0,073	1,710	0,270	0,160	0,730	0,270	82,000	1,200	0,900	1,640	0,119	OK
N59 - N60	0,019	CR16-0315	0,073	1,790	0,270	0,160	0,730	0,270	82,000	1,220	0,920	1,680	0,122	OK
N60 - N61	0,019	CR16-0315	0,073	2,300	0,270	0,140	0,700	0,250	77,000	1,340	1,050	1,900	0,138	OK
N61 - N16	0,019	CR16-0315	0,073	2,830	0,270	0,130	0,680	0,240	73,000	1,440	1,160	2,110	0,153	OK
N62 - N56	0,019	CR16-0315	0,073	2,220	0,270	0,140	0,710	0,250	77,000	1,320	1,030	1,870	0,136	OK

b- Eaux pluviales:***COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS***

Réseau :	EP2		
Hauteur de recouvrement :	1.00 m		
Hauteurs de chute :	Mini male	0.00 m	Maximale 2.00 m
Profondeurs :	Mini male	1.79 m	Maximale 5.00 m
	0.00200		
Pentes :	Mini male	m/m (0.20 %)	Maximale 0.0400 m/m (4.00 %)
Vitesses :	Mini male	0.2 m/s	Maximale 4.0 m/s
Matériau :	BETON ARME 135A		
Méthode pour les débits :	Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)		
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler		
Coefficient sur les débits :	100 %		
Taux de remplissage :	80 %		
Diamètre minimal :	300 mm		

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur		Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
			Nom	Secti on (m²)			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
N52 - N53	0,095	316,000	135A-0400	0,126	0,600	0,750	0,500	1,000	0,500	200,000	1,500	0,830	1,500	0,189	OK
N53 - N54	0,095	333,000	135A-0400	0,126	0,600	0,750	0,500	1,000	0,500	200,000	1,500	0,830	1,500	0,189	OK
N54 - N55	0,095	309,000	135A-0400	0,126	0,600	0,750	0,500	1,000	0,500	200,000	1,500	0,830	1,500	0,189	OK
N55 - N24	0,095	352,000	135A-0400	0,126	0,600	0,750	0,500	1,000	0,500	200,000	1,500	0,830	1,500	0,189	OK
N24 - N56	0,401	393,000	135A-0600	0,283	2,570	1,420	0,350	0,910	0,410	245,000	3,710	2,240	4,070	1,152	OK
N56 - N57	0,401	424,000	135A-0600	0,283	1,840	1,420	0,410	0,950	0,450	268,000	3,280	1,900	3,450	0,974	OK
N57 - N58	0,421	491,000	135A-0600	0,283	0,600	1,490	0,760	1,100	0,650	390,000	2,160	1,080	1,970	0,556	OK

Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits

N58 - N59	0,421	615,000	135A-0800	0,332	0,780	1,270	0,530	1,020	0,520	338,000	2,410	1,300	2,370	0,787	OK
N59 - N60	1,106	754,000	135A-0800	0,503	0,790	2,200	0,810	1,110	0,680	544,000	3,040	1,500	2,730	1,374	OK
N60 - N61	1,106	776,000	135A-0800	0,503	0,650	2,200	0,890	1,130	0,740	589,000	2,790	1,360	2,470	1,243	OK
N61 - N62	1,366	869,000	135A-1000	0,785	1,000	1,740	0,490	0,990	0,490	492,000	3,550	1,960	3,570	2,805	OK
N62 - N63	1,366	1032,000	135A-1200	1,131	0,600	1,210	0,390	0,930	0,430	517,000	2,920	1,720	3,120	3,533	OK
N63 - N64	1,647	1107,000	135A-1200	1,131	0,600	1,460	0,470	0,980	0,480	576,000	3,070	1,720	3,120	3,533	OK
N64 - N65	1,647	1026,000	135A-1200	1,131	0,600	1,460	0,470	0,980	0,480	576,000	3,070	1,720	3,120	3,533	OK
N65 - N66	1,647	706,000	135A-1200	1,131	0,600	1,460	0,470	0,980	0,480	576,000	3,070	1,720	3,120	3,533	OK
N67 - N68	0,252	335,000	135A-0400	0,126	2,660	2,010	0,630	1,060	0,580	231,000	3,340	1,740	3,160	0,397	OK
N68 - N69	0,252	353,000	135A-0400	0,126	2,140	2,010	0,710	1,080	0,620	249,000	3,070	1,560	2,840	0,357	OK
N69 - N70	0,252	375,000	135A-	0,126	1,550	2,010	0,830	1,120	0,700	279,000	2,700	1,330	2,410	0,303	OK

N70 - N71	0,252	380,000	0400 135A- 0400	0,126	1,390	2,010	0,880	1,130	0,730	291,000	2,580	1,260	2,290	0,288	OK
N71 - N72	0,252	380,000	135A- 0400	0,126	1,380	2,010	0,880	1,130	0,730	292,000	2,570	1,250	2,280	0,286	OK
N72 - N73	0,252	413,000	135A- 0500	0,159	0,930	1,590	0,780	1,110	0,670	301,000	2,240	1,110	2,020	0,321	OK
N73 - N74	0,252	548,000	135A- 0600	0,283	0,600	0,890	0,450	0,970	0,470	283,000	1,920	1,080	1,970	0,556	OK
N74 - N75	0,322	354,000	135A- 0400	0,126	3,260	2,560	0,730	1,090	0,640	255,000	3,820	1,930	3,500	0,440	OK
N75 - N76	0,322	357,000	135A- 0400	0,126	3,290	2,560	0,730	1,090	0,630	254,000	3,830	1,930	3,520	0,442	OK
N76 - N77	0,322	361,000	135A- 0400	0,126	2,930	2,560	0,770	1,100	0,660	264,000	3,660	1,830	3,320	0,417	OK
N77 - N78	0,763	593,000	135A- 0600	0,283	1,270	2,700	0,940	1,140	0,770	463,000	3,260	1,580	2,870	0,811	OK
N78 - N79	0,763	603,000	135A- 0800	0,332	1,060	2,300	0,830	1,120	0,700	453,000	3,090	1,520	2,760	0,917	OK
N79 - N80	0,763	544,000	135A- 0800	0,332	1,940	2,300	0,620	1,050	0,570	369,000	3,920	2,050	3,730	1,239	OK

Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits

N80 - N59	0,763	593,000	135A-0800	0,332	0,600	2,300	0,350	0,910	0,410	245,000	3,710	1,140	2,080	0,689	OK
N81 - N82	0,109	243,000	135A-0300	0,049	2,840	2,230	0,930	1,140	0,770	191,000	2,720	1,310	2,390	0,117	OK
N82 - N77	0,109	229,000	135A-0300	0,049	3,510	2,230	0,840	1,120	0,700	175,000	2,980	1,460	2,660	0,130	OK
N84 - N85	0,223	310,000	135A-0400	0,126	3,210	1,770	0,510	1,000	0,510	203,000	3,490	1,910	3,480	0,437	OK
N85 - N86	0,223	309,000	135A-0400	0,126	3,300	1,770	0,500	1,000	0,500	201,000	3,530	1,940	3,520	0,443	OK
N86 - N87	0,223	301,000	135A-0400	0,126	3,200	1,770	0,510	1,010	0,510	203,000	3,490	1,910	3,470	0,436	OK
N87 - N88	0,223	303,000	135A-0400	0,126	3,100	1,770	0,520	1,010	0,510	205,000	3,440	1,880	3,410	0,429	OK
N88 - N61	0,279	450,000	135A-0500	0,196	1,250	1,420	0,570	1,030	0,540	269,000	2,590	1,380	2,510	0,493	OK
N89 - N88	0,027	149,000	135A-0300	0,031	2,340	0,850	0,460	0,980	0,470	95,000	1,830	1,030	1,870	0,059	OK
N90 - N91	0,104	266,000	135A-0300	0,071	1,520	1,480	0,750	1,100	0,650	194,000	2,170	1,090	1,980	0,140	OK
N91 - N92	0,313	398,000	135A-	0,126	1,700	2,490	0,980	1,140	0,810	323,000	2,880	1,390	2,530	0,318	OK

N92 - N93	0,313	398,000	0400 135A- 0400	0,126	1,730	2,490	0,980	1,140	0,800	320,000	2,900	1,400	2,550	0,320	OK
N93 - N94	0,313	370,000	135A- 0400	0,126	2,480	2,490	0,820	1,110	0,690	275,000	3,400	1,680	3,050	0,384	OK
N94 - N63	0,313	344,000	135A- 0400	0,126	2,580	2,490	0,800	1,110	0,680	271,000	3,460	1,710	3,120	0,392	OK
N95 - N91	0,033	165,000	135A- 0300	0,031	2,040	1,050	0,600	1,040	0,560	112,000	1,820	0,960	1,740	0,055	OK

IV.5.2. Réseau unitaire : Zone 02 (Rejet 02)

COVADIS - LISTING DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES

Réseau :	EP 2		
Hauteur de recouvrement :	1.00 m		
Hauteurs de chute :	Minimale 0.00 m	Maximale	2.00 m
Profondeurs :	Minimale 1.50 m	Maximale	4.00 m
Pentes :	Minimale 0.00200 m/m (0.20 %)	Maximale	0.0400 m/m (4.00 %)
Vitesses :	Minimale 0.2 m/s	Maximale	4.0 m/s
Matériau :	BETON ARME 135A		
Méthode pour les débits :	Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)		
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler		
Coefficient sur les débits :	100 %		
Taux de remplissage :	80 %		
Diamètre minimal :	300 mm		

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m ³ /s)	Temps d'entrée (min)	Débit corrigé (m ³ /s)	Période de retour T (ans)
SBV17	1,938	55,000	1,793	293,816	0,016	1,000	0,422	10,000
SBV18	0,291	55,000	1,715	60,120	0,016	1,000	0,077	10,000
SBV19	0,663	55,000	2,244	110,912	0,016	1,000	0,155	10,000
SBV20	0,378	55,000	1,042	71,452	0,016	1,000	0,095	10,000
SBV21	0,212	55,000	3,595	28,710	0,016	1,000	0,060	10,000
SBV22	0,301	55,000	2,419	85,574	0,016	1,000	0,079	10,000

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Réseau :	EP 2		
Hauteur de recouvrement :	1.00 m		
Hauteurs de chute :	Minim		Maximal
	ale	0.00 m	e 2.00 m
Profondeurs :	Minim		Maximal
	ale	1.50 m	e 4.00 m
Pentes :	0.0020		
	0 m/m		
Pentes :	Minim	(0.20	Maximal 0.0400 m/m
	ale	%)	e (4.00 %)
Vitesses :	Minim		Maximal
	ale	0.2 m/s	e 4.0 m/s
Matériau :	BETON ARME 135A		
Méthode pour les débits :	Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)		
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler		
Coefficient sur les débits :	100 %		
Taux de remplissage :	80 %		
Diamètre minimal :	300 mm		

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur		Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
			Nom	Section (m ²)			r Q (Q/Qp)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
N17 - N18	0,097	224,000	135A-0300	0,049	3,560	1,990	0,740	1,090	0,640	161,000	2,930	1,470	2,670	0,131	OK
N18 - N19	0,097	312,000	135A-0400	0,126	0,600	0,780	0,520	1,010	0,510	204,000	1,510	0,830	1,500	0,189	OK
N19 - N20	0,231	385,000	135A-0400	0,126	1,100	1,840	0,900	1,130	0,750	298,000	2,300	1,120	2,030	0,256	OK
N20 - N21	0,231	312,000	135A-0400	0,126	3,400	1,840	0,510	1,010	0,510	203,000	3,600	1,970	3,580	0,449	OK
N21 - N14	0,231	321,000	135A-0400	0,126	2,900	1,840	0,560	1,030	0,530	213,000	3,390	1,820	3,300	0,415	OK
N15 - N16	0,079	230,000	135A-0300	0,049	2,020	1,610	0,800	1,110	0,680	169,000	2,240	1,110	2,010	0,099	OK
N16 - N10	0,079	243,000	135A-0300	0,049	1,500	1,610	0,920	1,130	0,760	190,000	1,970	0,950	1,740	0,085	OK
N1 - N2	0,432	488,000	135A-0500	0,196	1,090	2,200	0,940	1,140	0,770	384,000	2,680	1,290	2,350	0,462	OK
N2 - N3	0,432	415,000	135A-0500	0,196	2,600	2,200	0,610	1,050	0,560	281,000	3,800	2,000	3,630	0,712	OK
N3 - N4	0,432	428,000	135A-0500	0,196	2,200	2,200	0,660	1,070	0,590	297,000	3,560	1,840	3,340	0,655	OK
N4 - N5	0,432	479,000	135A-0500	0,196	1,200	2,200	0,890	1,130	0,740	369,000	2,780	1,360	2,460	0,484	OK
N5 - N6	0,432	460,000	135A-0500	0,196	1,500	2,200	0,800	1,110	0,680	338,000	3,060	1,520	2,760	0,541	OK
N6 - N7	0,432	415,000	135A-0500	0,196	2,600	2,200	0,610	1,050	0,560	281,000	3,800	2,000	3,630	0,712	OK
N7 - N8	0,432	444,000	135A-0500	0,196	1,800	2,200	0,730	1,090	0,630	317,000	3,290	1,660	3,020	0,593	OK
N8 - N9	0,432	466,000	135A-0500	0,196	1,400	2,200	0,830	1,120	0,690	347,000	2,980	1,460	2,660	0,523	OK
N9 - N10	0,432	460,000	135A-0500	0,196	1,500	2,200	0,800	1,110	0,680	338,000	3,060	1,520	2,760	0,541	OK
N10 - N11	0,649	498,000	135A-0500	0,196	2,200	3,310	0,990	1,140	0,810	407,000	3,800	1,840	3,340	0,655	OK

N11 - N12	0,649	470,000	135A-0500	0,196	3,000	3,310	0,850	1,120	0,710	354,000	4,370	2,140	3,900	0,765	OK
N12 - N13	0,649	498,000	135A-0500	0,196	2,200	3,310	0,990	1,140	0,810	407,000	3,800	1,840	3,340	0,655	OK
N13 - N14	0,649	517,000	135A-0600	0,283	1,800	2,300	0,670	1,070	0,600	361,000	3,650	1,870	3,410	0,964	OK
N22 - N19	0,062	189,000	135A-0300	0,031	3,550	1,970	0,860	1,120	0,710	143,000	2,590	1,270	2,300	0,072	OK

COVADIS - LISTING DES ASSEMBLAGES DES BASSINS VERSANTS

Réseau :	EP 2		
Hauteur de recouvrement :	1.00 m		
Hauteurs de chute :	Minimale	0.00 m	Maxi 2.00 m
Profondeurs :	Minimale	1.50 m	Maxi 4.00 m
			0.040
Pentes :	Minimale	0.00200 m/m (0.20 %)	Maxi 0 m/m (4.00 %)
Vitesses :	Minimale	0.2 m/s	Maxi 4.0 m/s
Matériau :	BETON ARME 135A		
Méthode pour les débits :	Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)		
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler		
Coefficient sur les débits :	100 %		
Taux de remplissage :	80 %		
Diamètre minimal :	300 mm		

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Débit d'apport (m ³ /s)	Temps de concent. Tc (min)	Débit d'assemblage (m ³ /s)
SBV21	0,212	55,000	0,016	5,000	0,062
SBV18	0,291	55,000	0,016	5,000	0,079
SBV20	0,378	55,000	0,016	5,000	0,097
S2=((P1=(SBV20//SBV21))+SBV22)	0,892	55,000	0,048	5,459	0,231
SBV17	1,938	55,000	0,016	5,000	0,432
S4=((P3=(SBV18//SBV17))+SBV19)	2,892	55,000	0,048	5,288	0,649
P5=(S2//S4)	3,784	55,000	0,096	5,581	0,859

IV.5.3 Réseau unitaire : Zone 03 (Rejet 03)

La suite des calculs est donnée dans l'annexe.

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Réseau :	COLL A			
Hauteur de recouvrement :	1.00 m			
Hauteurs de chute :	Minim	0.00 m	Maxima	2.00 m
	ale		le	
Profondeurs :	Minim	1.50 m	Maxima	5.00 m
	ale		le	
Pentes :	0.0020			
	Minim	0 m/m	Maxima	0.0500 m/m
	ale	(0.20	le	(5.00 %)
	%)			
Vitesses :	Minim	0.2	Maxima	4.0 m/s
	ale	m/s	le	
Matériau :	BETON ARME 135A			
Méthode pour les débits :	Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)			
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler			
Coefficient sur les débits :	100 %			
Taux de remplissage :	80 %			
Diamètre minimal :	300 mm			

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur		Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Plaine section		Contrainte
			Nom	Section (m²)			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R124 - R125	0,151	387,000	135A-0400	0,126	0,600	1,200	0,800	1,110	0,680	270,000	1,670	0,830	1,500	0,189	OK
R125 - R126	0,151	328,000	135A-0400	0,126	0,950	1,200	0,630	1,060	0,580	231,000	2,000	1,040	1,890	0,238	OK
R126 - R106	0,151	334,000	135A-0400	0,126	3,830	1,200	0,320	0,890	0,390	154,000	3,360	2,090	3,800	0,477	OK
R89 - R90	0,168	293,000	135A-0300	0,071	1,500	2,380	0,340	0,900	0,400	261,000	2,360	1,080	1,960	0,325	OK
R90 - R91	0,168	355,000	135A-0400	0,126	1,000	1,340	0,690	1,080	0,610	245,000	2,090	1,060	1,940	0,243	OK
R91 - R92	0,168	470,000	135A-0500	0,196	0,600	0,860	0,490	1,000	0,490	247,000	1,730	0,960	1,740	0,342	OK
R92 - R18	0,168	298,000	135A-0500	0,196	0,380	0,860	0,620	1,050	0,570	285,000	1,450	0,760	1,380	0,271	OK
R110 - R111	0,623	506,000	135A-0600	0,283	1,870	2,200	0,630	1,060	0,580	347,000	3,670	1,910	3,480	0,983	OK
R111 - R112	0,623	593,000	135A-0600	0,283	0,800	2,200	0,970	1,140	0,800	477,000	2,590	1,250	2,270	0,643	OK
R112 - R113	0,623	495,000	135A-0600	0,283	2,100	2,200	0,600	1,040	0,560	335,000	3,840	2,030	3,680	1,041	OK
R113 - R114	0,623	447,000	135A-0600	0,283	1,960	2,200	0,620	1,050	0,570	342,000	3,740	1,950	3,550	1,005	OK
R114 - R115	0,623	542,000	135A-0600	0,283	1,150	2,200	0,810	1,110	0,680	410,000	3,030	1,500	2,720	0,770	OK
R115 - R116	0,623	608,000	135A-0800	0,332	0,600	1,880	0,900	1,130	0,750	485,000	2,350	1,140	2,080	0,689	OK
R116 - R117	0,623	460,000	135A-0800	0,332	0,870	1,880	0,750	1,100	0,650	421,000	2,740	1,370	2,500	0,828	OK
R117 - R118	0,623	433,000	135A-0800	0,332	4,300	1,880	0,340	0,900	0,400	261,000	5,020	3,060	5,560	1,844	OK
R118 - R119	0,623	445,000	135A-0800	0,332	3,300	1,880	0,390	0,930	0,430	280,000	4,550	2,680	4,870	1,615	OK
R119 - R120	0,623	476,000	135A-0800	0,332	2,340	1,880	0,460	0,980	0,480	309,000	4,000	2,250	4,100	1,359	OK

R120 - R121	0,623	469,000	135A-0800	0,332	2,800	1,880	0,420	0,960	0,450	293,000	4,290	2,470	4,480	1,488	OK
R121 - R122	0,623	469,000	135A-0800	0,332	2,800	1,880	0,420	0,960	0,450	293,000	4,290	2,470	4,480	1,488	OK
R122 - R123	0,623	445,000	135A-0800	0,332	1,700	1,880	0,540	1,020	0,520	339,000	3,550	1,920	3,490	1,160	OK
R123 - R106	0,623	487,000	135A-0800	0,332	2,650	1,880	0,430	0,960	0,460	298,000	4,200	2,400	4,360	1,448	OK
R71 - R72	0,205	362,000	135A-0400	0,126	1,210	1,630	0,770	1,100	0,660	263,000	2,350	1,170	2,130	0,268	OK
R72 - R73	0,205	369,000	135A-0400	0,126	1,100	1,630	0,800	1,110	0,680	272,000	2,260	1,120	2,030	0,256	OK
R73 - R74	0,205	369,000	135A-0400	0,126	1,100	1,630	0,800	1,110	0,680	272,000	2,260	1,120	2,030	0,256	OK
R74 - R75	0,205	363,000	135A-0400	0,126	1,200	1,630	0,770	1,100	0,660	263,000	2,340	1,170	2,120	0,267	OK
R75 - R76	0,205	369,000	135A-0400	0,126	1,100	1,630	0,800	1,110	0,680	272,000	2,260	1,120	2,030	0,256	OK
R76 - R77	0,205	375,000	135A-0400	0,126	1,000	1,630	0,840	1,120	0,700	281,000	2,170	1,070	1,940	0,244	OK
R77 - R60	0,205	352,000	135A-0400	0,126	2,050	1,630	0,590	1,040	0,550	221,000	2,880	1,530	2,770	0,349	OK
R78 - R79	0,195	309,000	135A-0400	0,126	2,520	1,550	0,500	1,000	0,500	201,000	3,080	1,690	3,080	0,387	OK
R79 - R80	0,195	317,000	135A-0400	0,126	2,200	1,550	0,540	1,020	0,520	209,000	2,930	1,580	2,880	0,361	OK
R80 - R81	0,195	315,000	135A-0400	0,126	2,300	1,550	0,530	1,010	0,520	206,000	2,980	1,620	2,940	0,370	OK
R81 - R82	0,195	323,000	135A-0400	0,126	2,000	1,550	0,570	1,030	0,540	215,000	2,820	1,510	2,740	0,345	OK
R82 - R69	0,195	350,000	135A-0400	0,126	0,600	1,550	0,260	0,840	0,350	175,000	3,490	0,830	1,500	0,373	OK
R23 - R24	0,054	215,000	135A-0250	0,049	1,350	1,100	0,670	1,070	0,600	150,000	1,760	0,900	1,640	0,081	OK
R24 - R25	0,054	237,000	135A-0250	0,049	0,960	1,100	0,790	1,110	0,670	168,000	1,540	0,760	1,390	0,068	OK
R25 - R26	0,299	492,000	135A-0500	0,196	0,600	1,520	0,870	1,130	0,730	363,000	1,960	0,960	1,740	0,342	OK
R26 - R11	0,299	513,000	135A-0600	0,283	0,600	1,060	0,540	1,020	0,520	313,000	2,000	1,080	1,970	0,556	OK
R50 - R51	0,341	445,000	135A-0500	0,159	1,110	2,140	0,970	1,140	0,790	358,000	2,520	1,220	2,210	0,351	OK

R51 - R52	0,341	473,000	135A-0500	0,196	0,800	1,730	0,860	1,120	0,720	358,000	2,260	1,110	2,010	0,395	OK
R52 - R53	0,341	454,000	135A-0500	0,196	1,000	1,730	0,770	1,100	0,660	330,000	2,480	1,240	2,250	0,442	OK
R53 - R54	0,341	463,000	135A-0500	0,196	0,900	1,730	0,810	1,110	0,680	342,000	2,380	1,170	2,130	0,419	OK
R54 - R55	0,341	463,000	135A-0500	0,196	0,900	1,730	0,810	1,110	0,680	342,000	2,380	1,170	2,130	0,419	OK
R55 - R56	0,341	463,000	135A-0500	0,196	0,900	1,730	0,810	1,110	0,680	342,000	2,380	1,170	2,130	0,419	OK
R56 - R57	0,341	463,000	135A-0500	0,196	0,900	1,730	0,810	1,110	0,680	342,000	2,380	1,170	2,130	0,419	OK
R57 - R58	0,433	425,000	135A-0500	0,196	2,300	2,210	0,650	1,060	0,590	293,000	3,620	1,880	3,410	0,670	OK
R58 - R59	0,433	388,000	135A-0500	0,196	3,700	2,210	0,510	1,000	0,510	253,000	4,350	2,380	4,330	0,850	OK
R59 - R60	0,433	421,000	135A-0500	0,196	1,620	2,210	0,770	1,100	0,660	330,000	3,160	1,570	2,860	0,562	OK
R60 - R61	1,094	592,000	135A-0600	0,283	2,370	3,870	0,990	1,140	0,810	487,000	4,460	2,150	3,910	1,107	OK
R61 - R62	1,094	530,000	135A-0600	0,283	4,500	3,870	0,720	1,090	0,630	377,000	5,860	2,960	5,390	1,524	OK
R62 - R63	1,094	521,000	135A-0600	0,283	4,310	3,870	0,730	1,090	0,640	382,000	5,760	2,900	5,270	1,491	OK
R63 - R64	1,094	643,000	135A-0800	0,332	1,470	3,300	0,230	0,810	0,330	196,000	2,890	1,790	3,250	1,079	OK
R64 - R65	1,094	643,000	135A-0800	0,332	1,600	3,300	0,970	1,140	0,800	518,000	3,860	1,860	3,390	1,125	OK
R65 - R66	1,094	660,000	135A-0800	0,503	1,400	2,180	0,600	1,040	0,560	446,000	3,800	2,000	3,640	1,831	OK
R66 - R67	1,094	669,000	135A-0800	0,503	1,300	2,180	0,620	1,050	0,570	456,000	3,690	1,930	3,510	1,764	OK
R67 - R68	1,094	617,000	135A-0800	0,503	2,000	2,180	0,500	1,000	0,500	400,000	4,350	2,390	4,350	2,188	OK
R68 - R69	1,094	611,000	135A-0800	0,503	1,290	2,180	0,620	1,050	0,570	457,000	3,680	1,930	3,500	1,759	OK
R69 - R70	1,343	563,000	135A-0800	0,503	5,000	2,670	0,390	0,940	0,430	346,000	6,440	3,790	6,880	3,460	OK
R70 - R44	1,343	563,000	135A-0800	0,503	4,010	2,670	0,430	0,960	0,460	368,000	5,940	3,390	6,160	3,097	OK
R30 - R31	0,213	308,000	135A-0400	0,126	3,080	1,700	0,500	1,000	0,500	200,000	3,400	1,870	3,400	0,428	OK

R31 - R32	0,213	312,000	135A-0400	0,126	1,830	1,700	0,650	1,060	0,590	234,000	2,780	1,440	2,620	0,329	OK
R32 - R33	0,213	452,000	135A-0500	0,196	0,440	1,080	0,720	1,090	0,630	316,000	1,630	0,820	1,500	0,294	OK
R33 - R34	0,213	299,000	135A-0500	0,196	3,400	1,080	0,260	0,840	0,350	175,000	3,490	2,280	4,150	0,815	OK
R34 - R35	0,213	308,000	135A-0500	0,196	2,100	1,080	0,330	0,900	0,400	199,000	2,930	1,790	3,260	0,640	OK
R35 - R36	0,213	348,000	135A-0500	0,196	1,070	1,080	0,470	0,980	0,480	240,000	2,280	1,280	2,320	0,456	OK
R36 - R37	0,806	516,000	135A-0600	0,283	2,670	2,850	0,690	1,080	0,610	365,000	4,470	2,280	4,150	1,175	OK
R37 - R38	0,806	513,000	135A-0600	0,283	2,900	2,850	0,660	1,070	0,590	356,000	4,610	2,380	4,330	1,223	OK
R38 - R39	0,806	561,000	135A-0600	0,283	1,800	2,850	0,840	1,120	0,700	419,000	3,820	1,870	3,410	0,964	OK
R39 - R40	0,806	520,000	135A-0600	0,283	2,700	2,850	0,680	1,070	0,610	364,000	4,490	2,300	4,170	1,180	OK
R40 - R41	0,806	507,000	135A-0600	0,283	3,100	2,850	0,640	1,060	0,580	348,000	4,730	2,460	4,470	1,265	OK
R41 - R42	0,806	510,000	135A-0600	0,283	3,000	2,850	0,650	1,060	0,590	352,000	4,670	2,420	4,400	1,244	OK
R42 - R43	0,806	507,000	135A-0600	0,283	3,100	2,850	0,640	1,060	0,580	348,000	4,730	2,460	4,470	1,265	OK
R43 - R44	0,806	504,000	135A-0600	0,283	4,350	2,850	0,540	1,020	0,520	313,000	5,390	2,910	5,300	1,498	OK
R44 - R45	2,337	820,000	135A-1000	0,785	1,670	2,980	0,650	1,060	0,580	585,000	4,890	2,540	4,610	3,621	OK
R45 - R46	2,337	845,000	135A-1000	0,785	1,700	2,980	0,640	1,060	0,580	581,000	4,930	2,560	4,660	3,657	OK
R46 - R47	2,337	799,000	135A-1000	0,785	2,530	2,980	0,520	1,010	0,510	514,000	5,740	3,120	5,680	4,462	OK
R47 - R48	2,337	806,000	135A-1000	0,785	1,920	2,980	0,600	1,040	0,560	559,000	5,170	2,720	4,950	3,886	OK
R48 - R49	2,337	813,000	135A-1000	0,785	2,100	2,980	0,570	1,030	0,540	544,000	5,350	2,850	5,180	4,065	OK
R49 - R12	2,337	889,000	135A-1000	0,785	0,600	2,980	0,420	0,960	0,450	454,000	2,650	1,520	2,770	2,173	OK
R1 - R2	0,232	346,000	135A-0400	0,126	2,310	1,850	0,630	1,050	0,570	230,000	3,110	1,620	2,950	0,370	OK
R2 - R3	0,232	531,000	135A-0600	0,283	0,600	0,820	0,420	0,960	0,450	270,000	1,880	1,080	1,970	0,556	OK

R3 - R4	0,232	314,000	135A-0600	0,283	1,970	0,820	0,230	0,810	0,330	196,000	2,890	1,960	3,560	1,007	OK
R4 - R5	0,232	292,000	135A-0600	0,283	4,180	0,820	0,160	0,730	0,270	161,000	3,780	2,860	5,200	1,469	OK
R5 - R6	0,232	298,000	135A-0600	0,283	3,400	0,820	0,180	0,750	0,280	170,000	3,510	2,580	4,680	1,325	OK
R6 - R7	0,232	333,000	135A-0600	0,283	0,600	0,820	0,420	0,960	0,450	270,000	1,880	1,080	1,970	0,556	OK
R7 - R8	0,776	494,000	135A-0600	0,283	2,470	2,750	0,690	1,080	0,610	366,000	4,300	2,200	4,000	1,130	OK
R8 - R9	0,776	481,000	135A-0600	0,283	3,800	2,750	0,550	1,020	0,530	319,000	5,070	2,720	4,950	1,400	OK
R9 - R10	0,776	516,000	135A-0600	0,283	2,380	2,750	0,700	1,080	0,620	370,000	4,240	2,160	3,920	1,108	OK
R10 - R11	0,776	644,000	135A-0800	0,332	0,600	2,340	0,420	0,960	0,450	454,000	2,650	1,140	2,080	0,689	OK
R11 - R12	1,021	780,000	135A-0800	0,503	0,850	2,030	0,720	1,090	0,630	502,000	3,080	1,560	2,830	1,423	OK
R12 - R13	3,262	994,000	135A-1000	0,785	0,600	4,150	0,650	1,060	0,580	585,000	4,890	1,520	2,770	2,173	OK
R13 - R14	3,431	1187,000	135A-1200	1,131	0,600	3,030	0,970	1,140	0,800	955,000	3,560	1,720	3,120	3,533	OK
R14 - R15	3,431	1042,000	135A-1200	1,131	1,110	3,030	0,710	1,080	0,620	750,000	4,620	2,340	4,260	4,815	OK
R15 - R16	3,431	966,000	135A-1200	1,131	1,550	3,030	0,600	1,050	0,560	673,000	5,250	2,760	5,020	5,679	OK
R16 - R17	3,431	895,000	135A-1200	1,131	2,700	3,030	0,460	0,980	0,470	570,000	5,480	3,650	6,630	7,495	OK
R17 - R18	3,431	878,000	135A-1200	1,131	2,550	3,030	0,470	0,980	0,480	579,000	5,480	3,540	6,440	7,281	OK
R18 - R19	3,606	864,000	135A-1200	1,131	3,120	3,190	0,450	0,970	0,470	562,000	6,920	3,920	7,120	8,054	OK
R19 - R20	3,606	816,000	135A-1200	1,131	4,300	3,190	0,380	0,930	0,430	514,000	4,320	4,600	8,360	9,454	OK
R20 - R21	3,882	871,000	135A-1200	1,131	3,200	3,430	0,480	0,990	0,490	583,000	4,120	3,970	7,210	8,160	OK
R21 - R22	3,882	974,000	135A-1200	1,131	0,600	3,430	0,970	1,140	0,800	955,000	3,560	1,720	3,120	3,533	OK
R27 - R28	0,227	299,000	135A-0300	0,171	1,400	3,210	0,340	0,900	0,400	261,000	2,360	1,040	1,890	0,134	OK
R28 - R29	0,227	406,000	135A-0500	0,159	0,800	1,430	0,760	1,100	0,650	294,000	2,060	1,030	1,880	0,298	OK

R29 - R25	0,227	305,000	135A-0500	0,159	1,200	1,430	0,620	1,050	0,570	257,000	2,420	1,270	2,300	0,366	OK
R83 - R84	0,369	404,000	135A-0500	0,159	2,170	2,320	0,750	1,100	0,650	292,000	3,390	1,700	3,090	0,491	OK
R84 - R85	0,369	433,000	135A-0500	0,159	0,500	2,320	0,500	1,000	0,500	200,000	3,400	0,820	1,480	0,236	OK
R85 - R86	0,369	445,000	135A-0500	0,159	1,300	2,320	0,970	1,140	0,800	358,000	2,720	1,320	2,390	0,380	OK
R86 - R87	0,369	428,000	135A-0500	0,159	1,600	2,320	0,870	1,130	0,730	327,000	2,990	1,460	2,650	0,422	OK
R87 - R88	0,369	348,000	135A-0500	0,159	4,800	2,320	0,510	1,000	0,500	226,000	4,610	2,530	4,600	0,731	OK
R88 - R36	0,369	410,000	135A-0500	0,159	1,540	2,320	0,890	1,130	0,740	331,000	2,940	1,430	2,610	0,415	OK
R93 - R94	0,215	284,000	135A-0300	0,071	4,860	3,040	0,860	1,120	0,720	215,000	3,970	1,940	3,530	0,249	OK
R94 - R95	0,215	287,000	135A-0300	0,071	4,600	3,040	0,880	1,130	0,730	220,000	3,870	1,890	3,430	0,243	OK
R95 - R96	0,215	287,000	135A-0300	0,071	4,600	3,040	0,880	1,130	0,730	220,000	3,870	1,890	3,430	0,243	OK
R96 - R97	0,215	287,000	135A-0300	0,071	4,600	3,040	0,880	1,130	0,730	220,000	3,870	1,890	3,430	0,243	OK
R97 - R20	0,215	305,000	135A-0400	0,126	0,800	1,710	0,990	1,140	0,810	323,000	1,980	0,950	1,730	0,218	OK
R98 - R99	0,237	293,000	135A-0300	0,071	4,990	3,350	0,940	1,140	0,770	231,000	4,070	1,970	3,580	0,253	OK
R99 - R100	0,237	294,000	135A-0300	0,071	4,880	3,350	0,950	1,140	0,780	233,000	4,030	1,940	3,540	0,250	OK
R100 - R101	0,237	297,000	135A-0300	0,071	4,600	3,350	0,980	1,140	0,800	240,000	3,910	1,890	3,430	0,243	OK
R101 - R102	0,237	296,000	135A-0300	0,071	4,700	3,350	0,970	1,140	0,790	238,000	3,950	1,910	3,470	0,245	OK
R102 - R22	0,237	294,000	135A-0300	0,071	2,650	3,350	0,340	0,900	0,400	261,000	2,360	1,430	2,610	0,184	OK
R103 - R104	0,102	390,000	135A-0400	0,126	0,600	0,810	0,540	1,020	0,520	209,000	1,530	0,830	1,500	0,189	OK
R104 - R105	0,102	390,000	135A-0400	0,126	0,600	0,810	0,540	1,020	0,520	209,000	1,530	0,830	1,500	0,189	OK
R105 - R106	0,102	390,000	135A-0400	0,126	0,600	0,810	0,540	1,020	0,520	209,000	1,530	0,830	1,500	0,189	OK
R106 - R107	0,922	725,000	135A-0800	0,503	0,600	1,830	0,770	1,100	0,660	527,000	2,630	1,310	2,380	1,198	OK

Chapitre IV : Calcul de base et évaluation des débits

R107 - R108	0,922	826,000	135A-1000	0,785	0,600	1,170	0,420	0,960	0,450	454,000	2,650	1,520	2,770	2,173	OK
R108 - R109	0,922	891,000	135A-1000	0,785	0,600	1,170	0,420	0,960	0,450	454,000	2,650	1,520	2,770	2,173	OK
R109 - R22	0,922	687,000	135A-1000	0,785	0,600	1,170	0,420	0,960	0,450	454,000	2,650	1,520	2,770	2,173	OK
R129 - R130	0,392	431,000	135A-0500	0,159	1,400	2,470	0,990	1,140	0,820	367,000	2,820	1,360	2,480	0,394	OK
R130 - R131	0,392	449,000	135A-0500	0,159	1,400	2,470	0,990	1,140	0,820	367,000	2,830	1,360	2,480	0,395	OK
R131 - R132	0,392	499,000	135A-0500	0,196	0,800	2,000	0,990	1,140	0,810	407,000	2,290	1,110	2,010	0,395	OK
R132 - R133	0,392	478,000	135A-0500	0,196	0,600	2,000	0,810	1,110	0,680	342,000	2,380	0,960	1,740	0,342	OK
R133 - R7	0,392	438,000	135A-0500	0,196	0,600	2,000	0,650	1,060	0,590	293,000	3,620	0,960	1,740	0,342	OK
R127 - R128	0,083	224,000	135A-0300	0,049	2,550	1,700	0,750	1,100	0,650	162,000	2,480	1,240	2,260	0,111	OK
R128 - R20	0,083	251,000	135A-0300	0,071	1,400	1,180	0,620	1,050	0,570	171,000	1,990	1,040	1,890	0,134	OK

- **Commentaire:**

Dans ces tableaux, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul (avec l'ogiciel covadis) déjà expliquée au préalable.

En ce qui concerne les eaux pluviales dans les deux Rejets (on projette les déversoirs d'orages pour évacuer les eaux pluviales vers oued el –guettar.

CHAPITRE V

Modélisation avec COVADIS

V. Introduction :

Ce chapitre sera consacré au calcul hydraulique de notre réseau à l'aide de Covadis en déterminant le diamètre ainsi que les autres paramètres tels que, le rapport des hauteurs, le rapport de débit et le rapport des vitesses tout en assurant l'écoulement gravitaire.

V.1.Présentation du module des eaux d'assainissement du logiciel COVADIS 10.1 :

V.1.1. Définition :

COVADIS est un logiciel de calcul qui utilise l'interface graphique d'Autocad. Il comprend trois modules: [2]

- Le module Topographie.
- Le module Voirie et Réseaux Divers.
- Le module projet routier.

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux d'eaux pluviales, d'eaux usées en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.). [2]

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

COVADIS fonctionne sur toutes les versions d'AutoCAD de la 2004 à la 2016, dans notre étude on a opté pour COVADIS version 10.1.

COVADIS regroupe, en un seul logiciel, l'ensemble des modules "métiers" exploités quotidiennement par les bureaux d'études VRD et les entreprises de BTP [2]

- Topographie de terrain.
- Dessin assisté.
- Modélisation de terrain en 3D.
- Terrassements multi plates-formes.
- Projets linéaires.
- Voiries urbaines.
- Conception d'infrastructures routières.
- Carrefours en T et en X.
- Giratoires et épures de giration.
- Calculs hydrauliques.
- Réseaux d'assainissement.
- Réseaux divers souterrains.
- Métrés et bordereaux VRD.

- Intégration dans le site.
- Rendu 3D.

V.2.Méthodologie :

- La démarche générale de la conception d'un projet consiste en : [2]
- La création du modèle numérique de terrain à partir des points topographiques levés ; Le dessin des bassins versants.
- Le dessin et la saisie des canalisations (les côtes TN sont intégrées automatiquement à partir du fichier MNT).
 - La saisie des propriétés des bassins versants aux nœuds amont (les nœuds en amont des bassins versants doivent nécessairement être paramétrés).
 - La détermination de l'exutoire.
 - Le paramétrage du calcul en posant les contraintes, le type de matériau, la formule de calcul des débits, la formule de calcul des diamètres.
 - Le dimensionnement du réseau.

V.3. Les étapes de dimensionnement de réseau d'assainissement par logiciel COVADIS :

V.3.1 Modèle numérique de terrain (MNT) :

Le paramétrage général commence par la détermination du modèle numérique de terrain sur lequel seront calculées les côtes TN des nœuds du réseau. COVADIS procède à la modélisation du terrain par interpolation linéaire entre deux points, ce qui confère moins d'erreurs. Cette modélisation permet ainsi de connaître les coordonnées de tous les points du terrain à partir d'un nombre infini des données. [2]

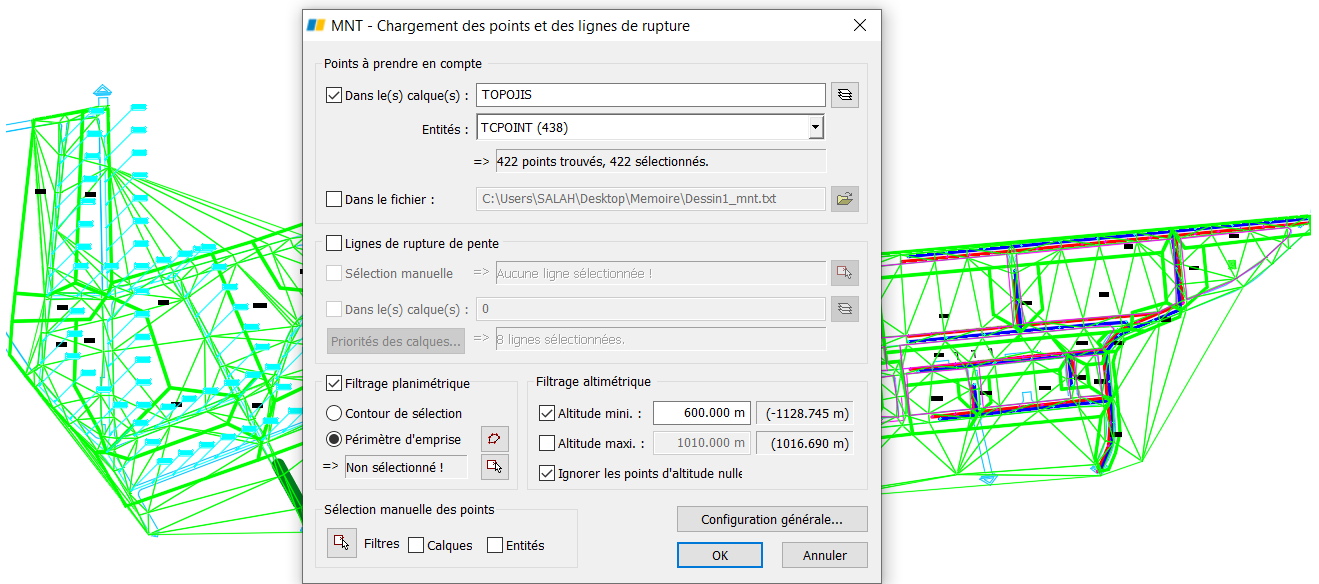


Figure V.1 Calcul modélisation numérique de terrain (MNT).

MNT - STATISTIQUES DU CHARGEMENT ET DU CALCUL

Nom du fichier dessin : C:\Users\SALAH\Desktop\Memoire\ass final

Listing effectué le : 13/06/2023 à 19:51:47

Points chargés : oui	
Provenance des points	Base graphique AutoCAD
	Points de type topographiques
	dans le(s) calque(s) TOPOJIS
Filtre altimétrique	> 600.000 m et
Points d'altitude nulle	Ignorés
Elimination des points doubles	Tolérance : 0.001

	Mode automatique (indifférent)
	Avec création d'un cercle d'erreur

Récapitulatif du chargement	
Nombre de points lus	422
Nombre de points lus à $Z = 0$	2
Nombre de points doubles	0
Nombre de points conservés après filtrage	419
Nombre de points et sommets utilisables	419
Distance moyenne entre points	48.068 m
Coordonnées minimales	7915.260 -2559.148 m
Coordonnées maximales	9623.753 -1992.510 m
Altitude minimale	978.610 m
Altitude maximale	1016.690 m

Périmètre calculé : oui	
Paramètre de hauteur	0.00001
Paramètre de longueur	96.136
Nombre de côtés	30
Nombre de faces prévues	806
Périmètre dessiné : non	

Faces calculées : oui	
-----------------------	--

	806 faces calculées
	806 faces activées
Aire 2D	538395.511 m ²
Aire 3D	539384.797 m ²
Faces dessinés : oui	
	Dans le calque TN_MNT
Echelle de dessin	1.000
Dimensions minimales	7915.26 -2559.15
Dimensions maximales	9623.75 -1992.51
Altitude minimale	978.610 m
Altitude maximale	1016.690 m

V.3.2. Affichage la barre d'outil de l'assainissement :

Lancez la commande Covadis VRD / Assainissement et réseaux divers / Afficher la barre d'outils.

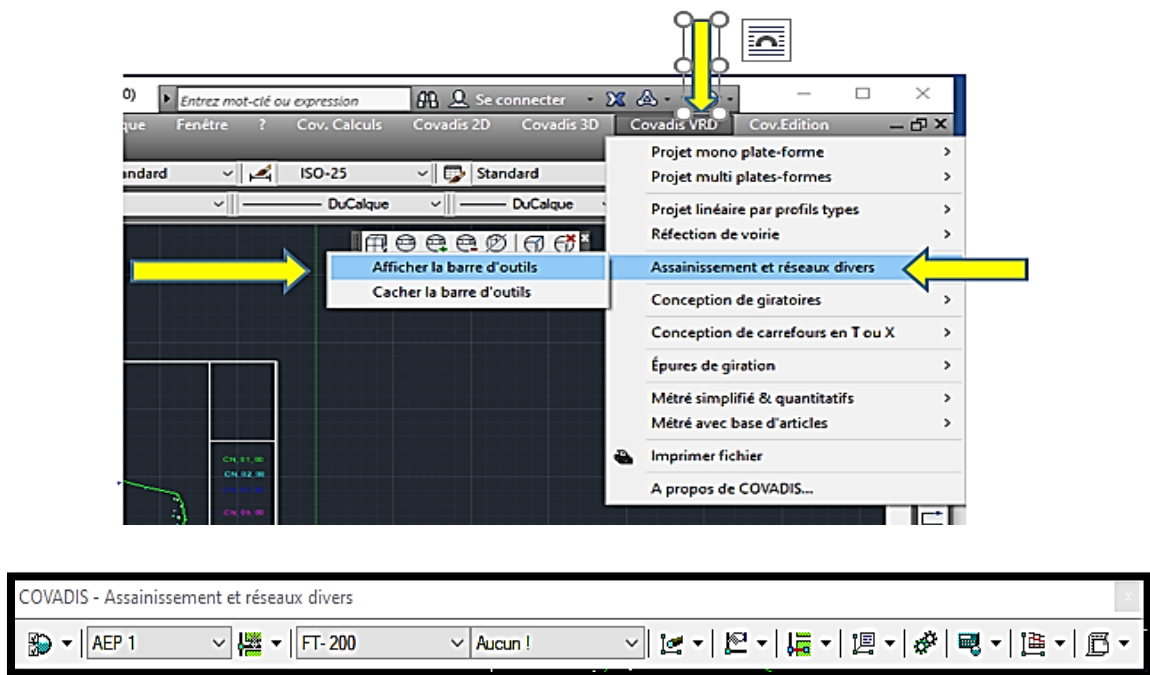


Figure V.2 La barre d'outils de l'assainissement.

V.3.3. Choix du calque de L'MNT :

Cette étape est indispensable vu qu'elle nous donne la possibilité de choisir le calque de l'MNT avec lequel l'étude sera réalisée. [2]

On clique sur le bouton Paramétrage général puis sur choix des calques.

Une fois en clique sur le bouton choix des calques , la fenêtre ci-dessous

Apparait et nous invite à choisir le calque avec lequel on veut travailler et on valide par

OK

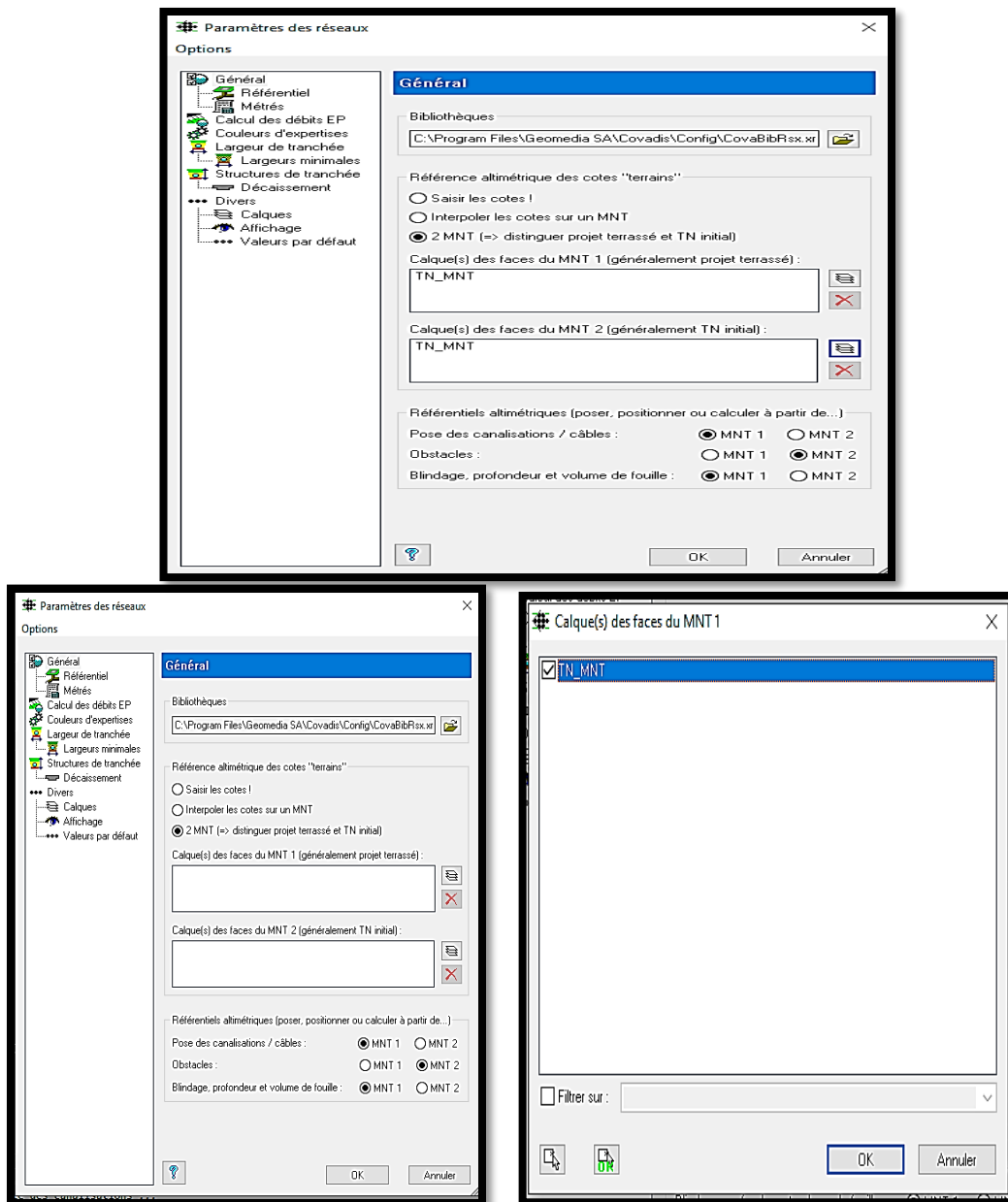


Figure V.3 Choix de calque MNT

V.4. Méthodologie de dimensionnement :

V.4.1 Tracé des collecteurs :

Le choix de tracé dépend de plusieurs paramètres : [2]

- La longueur optimale.
- Suivi du réseau de voirie (écoulement gravitaire pour éviter les contre pentes).
- Converger tout l'écoulement vers l'exutoire (le point le plus bas).
- Assurer le branchement gravitaire de toutes les occupations de sol
- Le réseau et les collecteurs seront tracés en fonction du terrain naturel et les voiries existantes.

Application :

- Généré le maillage (calque TN MNT, TN SOCLE et TN périmètre).
- Tous geler sauf calques (0-TN MNT et TN-SOCLE).
- Enregistrerle fiche sous le nom TRACER.DWG.
- Créer un calque Tracer et le rendre courant.
- Dessiner une poly linge 2D dans l'emprise du MNT. (Figure 0:1).

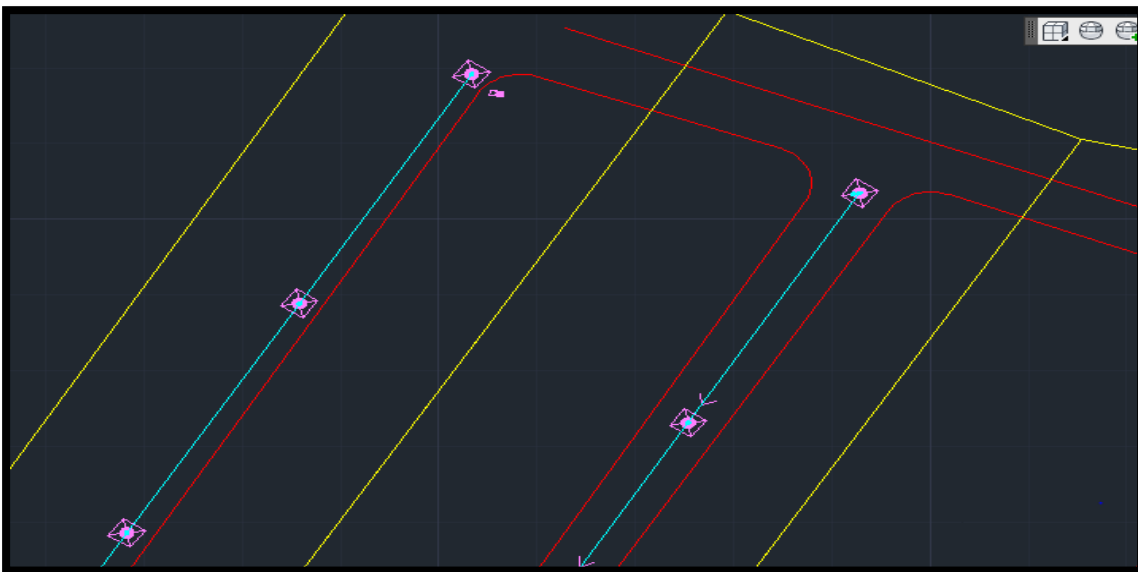


Figure V.4. Dessin du tracé sur le plan du lotissement.

V.4.2. Positionnement des regards :

Pour le positionnement des regards, les règles suivantes sont recommandées :

- Les chambres de visite servent à la surveillance, à l'entretien et à l'aération du réseau de canalisations.
- Elles doivent être prévues entre autres :
 - (1) Tousses 50 à 70 m sur les tronçons droits,

- (2) Aux changements de pente,
- (3) En règle générale, aux changements de direction,
- (4) Aux changements de diamètre et de matériau,
- (5) Aux confluences de canalisations.

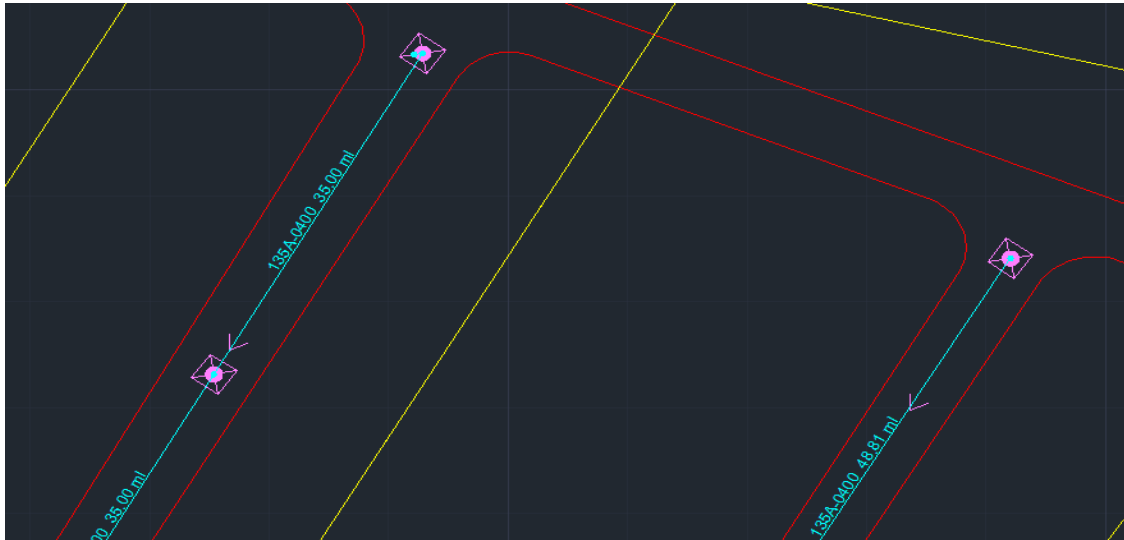


Figure V.5 Positionnement des regardstousles 50 à 70 m sur les tronçons droits.

V.4.3. Numérotation automatique des regards :

Cette étape nécessite :

- 1) La création d'un nouveau calque et lui donner le nom ****Numérotation****
 - 2) Sélectionner ****Covadis 2D**** Dans la fenêtre qui apparaît alors, Taper ****Topologie/ polygone**** puis sélectionner ****Numérotation automatique**** pour ouvrir la boîte de dialogue des options par défaut (Figure 0:2).
 - 3) Choisir la valeur de départ, l'incrément d'indice, la chaîne de préfixe, la taille et le style et le calque de dessin.
 - 4) Choisir le calque numérotation.
 - 5) Cliquer sur **OK** pour accepter ces choix et fermer la boîte de dialogue.
- ✦ Cliquer par le pointeur de la souris au niveau des regards possessionnés pour commencer la numérotation automatique des regards.

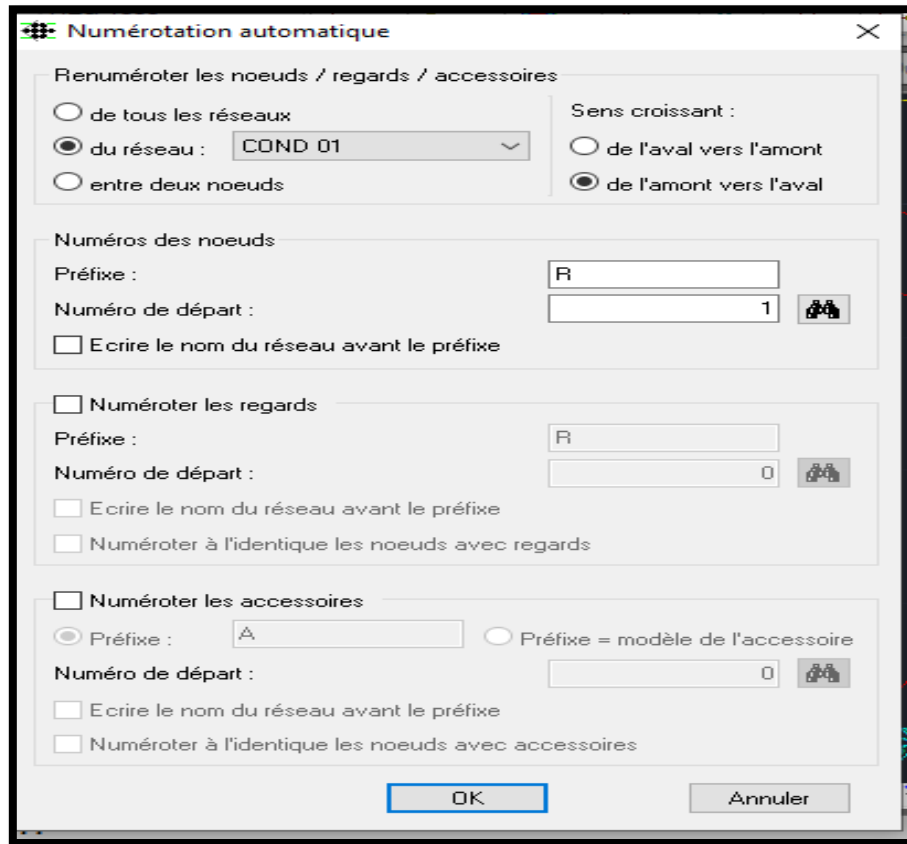


Figure V.6. Numérotation automatique des regarde.

V.4.4. Délimitation des bassins versants :

- 1) Le découpage de la zone à étudier sera fait selon plusieurs critères Les étapes de découpage seront :
- 2) La création d'un nouveau calque et lui donner les nom **** Sous bassins****.
- 3) Cliquer sur le bouton poly linge de la barre de modification pour commencer à dessiner des Sous bassins versants.
- 4) Chaque sous-bassin doit contenir un seul exutoire.
- 5) Chaque sous-bassin doit contenir un seul tronçon (conduite) limité par deux regards.



Figure V.7. Découpage de la zone d'étude.

V.4.5. Numérotation automatique des sous bassins :

- La numérotation des sous-bassin sera faite de la même façon que la numérotation des regards:
 - 1) Sélectionner ****Covadis 2D**** Dans la fenêtre qui apparaît alors, Taper ****Topologie/polygone**** puis sélectionner ****Numérotation automatique**** pour ouvrir la boîte de dialogue des options par défaut (fig9).
 - 2) Choisir la valeur de départ, l'incrément d'indice, la chaîne de préfixe, la taille et le style et le calque de dessin.
 - 3) Choisir le calque Sous bassin.
 - 4) Cliquer sur **OK** pour accepter ces choix et fermer la boîte de dialogue.
 - 5) Cliquer par le pointeur de la souris au niveau des sous bassin pour commencer la numérotation automatique des sous bassin.

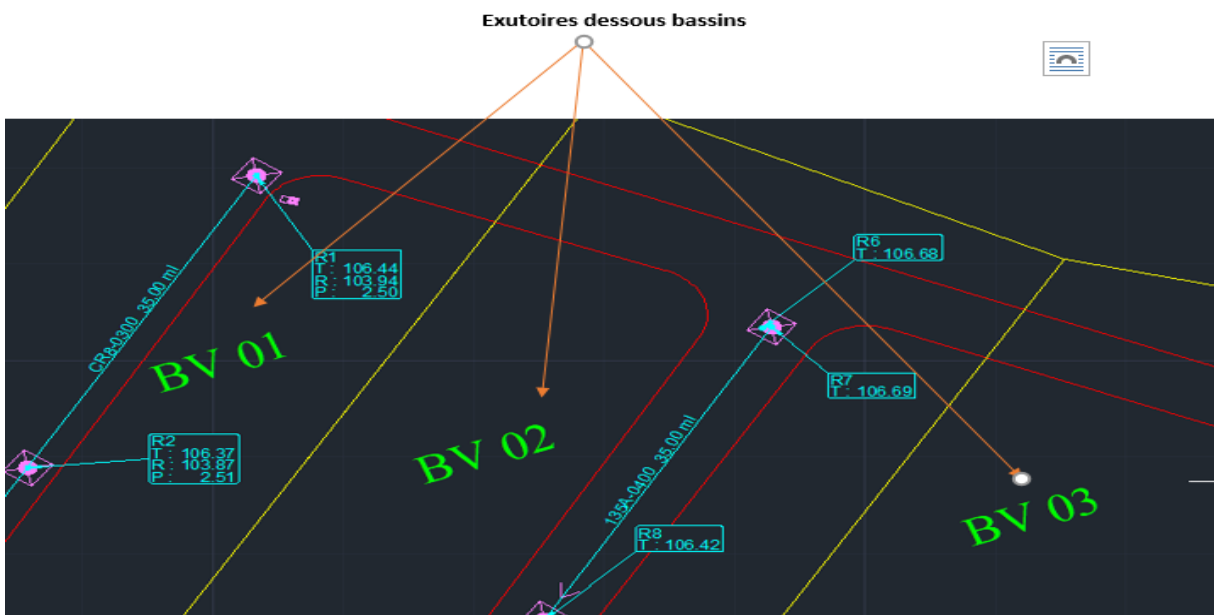
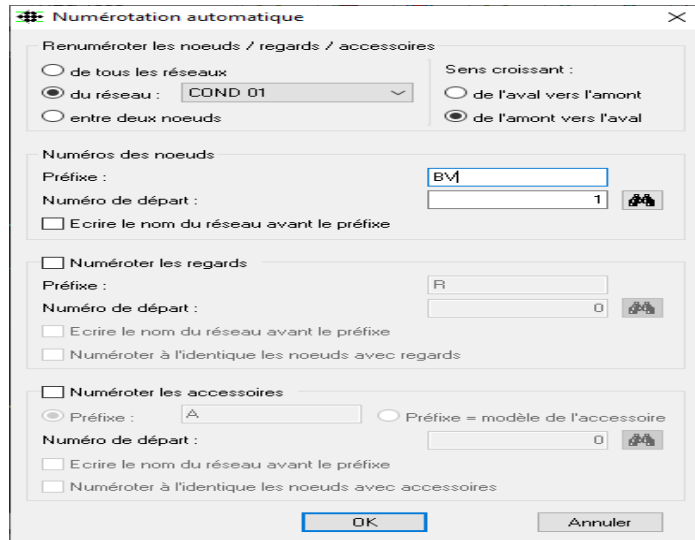


Figure V.8. Numérotation automatique des sous bassin.

- Dans l'étape suivante, nous allons déterminer la surface de chaque sous bassin ; on suit les étapes :
- Faire sélectionner **Covadis 2D**
- Dans la fenêtre qui apparaît alors, taper **Listing** puis sélectionner **Listing des surfaces**.
- Choisir le calque **sous bassin**. Les résultats sont présentés sous forme d'un tableau en format.

V.4.6 Description des éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

- Quel que soit le type de canalisation à mettre en place (EU. EP), elles seront représentées par des poly lignes : [10]
 - soit dessinées au préalable dans le sens d'écoulement (amont-aval).
 - Sous forme de poly ligne 2D (altitude de la poly ligne non prise en compte).
 - Sous forme de poly ligne 3D (altitudes des sommets automatiquement affectées aux cotes radier).
 - soit dessinées par les fonctions du menu *Roseau d'assainissement* de Covadis. Si nécessaire, le paramétrage des cotes radier (etc. ...) se fait ensuite dans le module de Covadis.

Une canalisation est composée de tronçons (segments de poly ligne), bordés chacun d'un nœud amont et d'un nœud aval (sommets de la poly ligne).

- Un nœud représente :
 - Soit un point d'entrée d'effluent (branchement EU — EP. Avaloir , grille...).
 - Soit un simple coude (regard...) ; tous les nœuds ne comportent pas forcément de regard.
- Un tronçon est défini par :

Un diamètre et une configuration de tranchée uniques affecté d'un type de tuyau ou collecteur, manuellement ou à l'issue d'un calcul de dimensionnement dans le cas d'un réseau d'eaux pluviales ou usées.

V.5. Dessin des éléments :

Toutes les canalisations composant le réseau doivent converger vers **un unique point d'exutoire** (point le plus bas, correspondant par exemple à l'arrivée dans un bassin de rétention le réseau converge donc vers l'aval (Figure 10) :

Description du réseau :

- ❖ Le présent réseau est constitué d'une canalisation, du nœud R1 au nœud R5,4 tronçons.
- ❖ Le sens d'écoulement (donc le sens des poly lignes AutoCAD si les canalisations sont dessinées au préalable) est indiqué par les flèches.
- ❖ L'exutoire du réseau est situé en R5.

A ce stade, le dessin de tous les composants du système est terminé. Le dessin obtenu doit ressembler à celui de la (Figure 10).

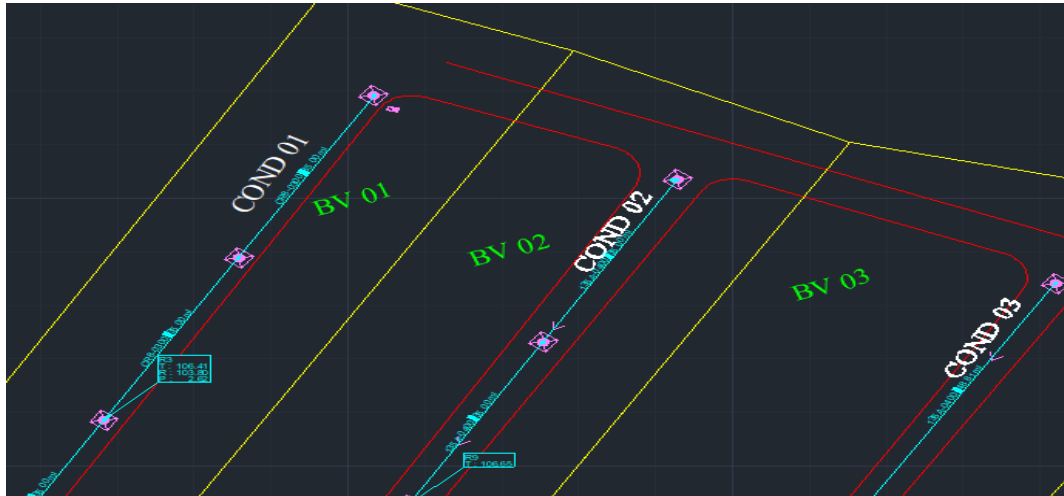


Figure V.9. Éléments de base constitutifs d'un réseau d'assainissement.

V.5.1. Paramétrage des canalisations d'EP-EU", en vue du calcul de dimensionnement :

Pour chaque canalisation : [10]

- Choix d'un même réseau d'appartenance (EP/EU).
- Pour le nœud amont : définition du bassin venant élémentaire (en tapant son débit s'il est connu. Ou en relevant ses paramètres (surface. Longueur et pente hydraulique, coefficient de ruissellement, débit d'apport), ou en combinant les deux modes de paramétrage.
- ❖ Pour les autres nœuds :
- ✦ Définition du bassin versant élémentaire.
- ✦ Pour les nœuds constituant des points d'entrée d'eau (grilles. Avaloirs, branchements...) - aucune définition sinon (cas des coudes ... et de l'exutoire).
- ✦ Affectation éventuelle d'un regard.

V.5.2. Paramétrage des contraintes de calcul de dimensionnement :

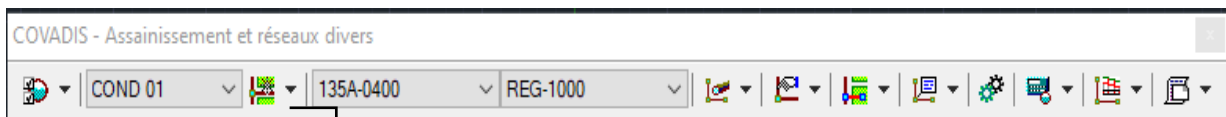
Cette contrainte fixe :

- La hauteur de recouvrement minimum de la canalisation au niveau des nœuds.
- Les profondeurs minimum et maximum de la canalisation au niveau des nœuds.
- Les hauteurs de chute minimum et maximum autorisées dans les regards.
- Les pentes et vitesses minimums et maximums pour chaque tronçon.

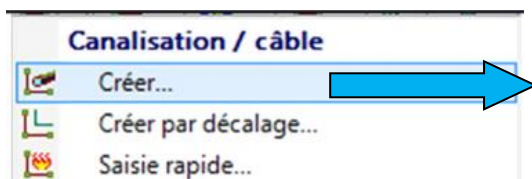
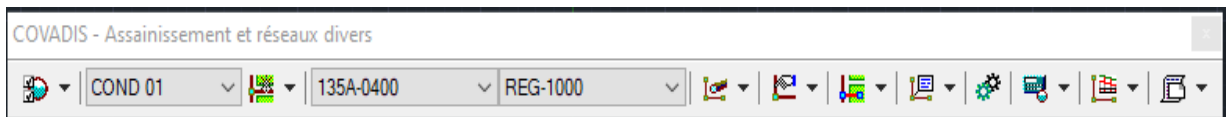
V.5.3. Le dessin et la saisie des canalisations :


❖ Démarche pour le paramétrage : seules deux étapes sont à réaliser ici :

- Le paramétrage des bassins versants élémentaire il est obligatoire de paramétrer un bassin versant élémentaire sur le nœud amont de chaque canalisation, mais tous les nœuds n'en possèdent pas nécessairement.
- La sélection de l'exutoire du réseau sous réserve qu'il fasse partie de la canalisation en cours de paramétrage. La détermination de l'exutoire si t'une étape indispensable pour le dimensionnement du réseau.
- Lancez la commande :



Choisissez le réseau des Eaux Pluviales



- Cliquez sur le bouton création d'une  canalisation, puis sur créer.

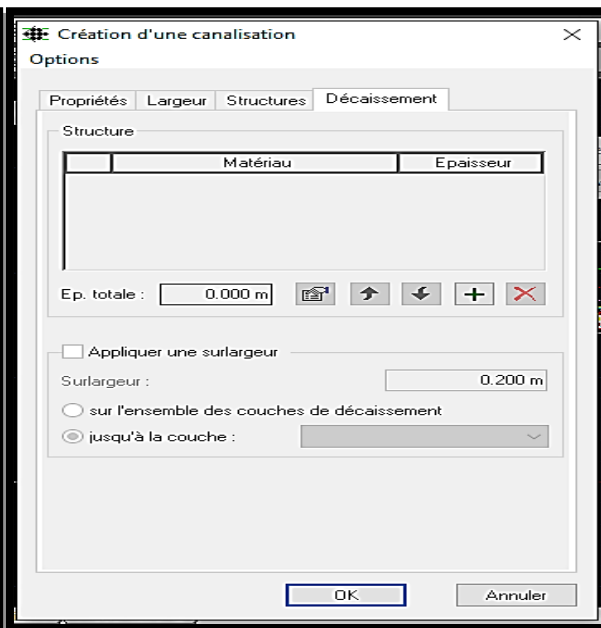
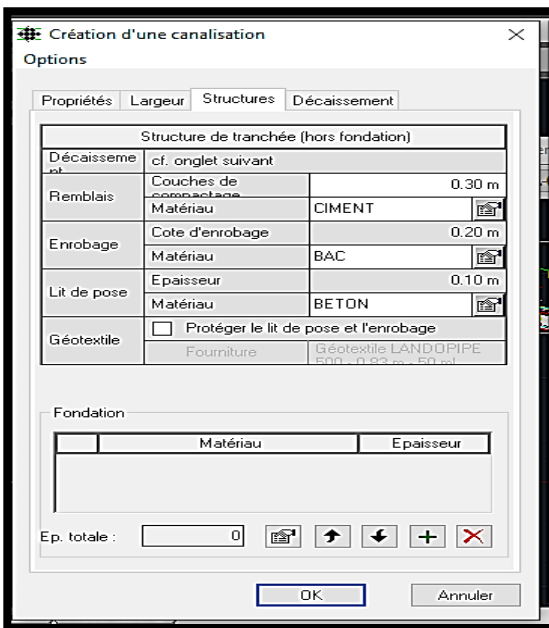
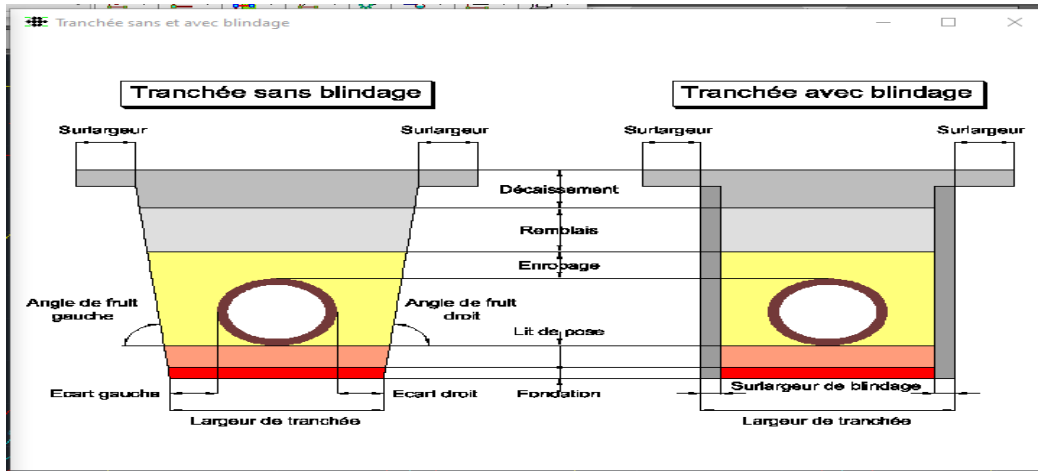
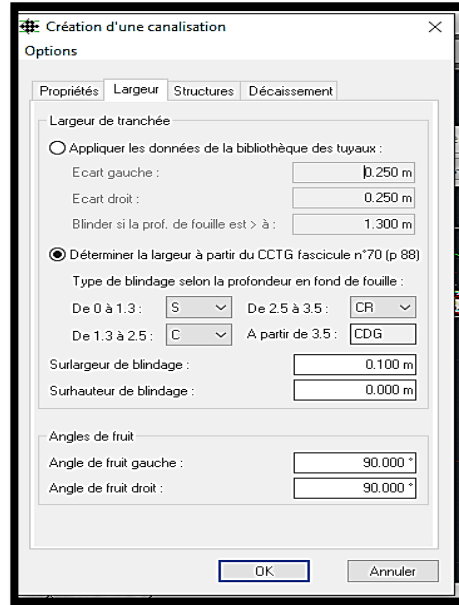
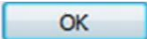


Figure V.10. Fenêtre de création d'une canalisation.

Le choix du réseau d'appartenance (ici COLL-1) conditionne le nom de la canalisation à créer.

- ✦ Les modèles de tuyau et de regard sont des valeurs par défaut :
- ✦ Issues de la bibliothèque.
- ✦ Qui seront appliquées respectivement à chaque tronçon et nœud des futures canalisations.
- ✦ Qui seront modifiables par la suite pour chaque tronçon et nœud de canalisation.
- ✦ Les modèles de tuyau seront écrasés lors du calcul de dimensionnement. Sauf si on les fixe.
- ✦ Ensuite on clique sur  et on trace le premier collecteur, puis entrée.

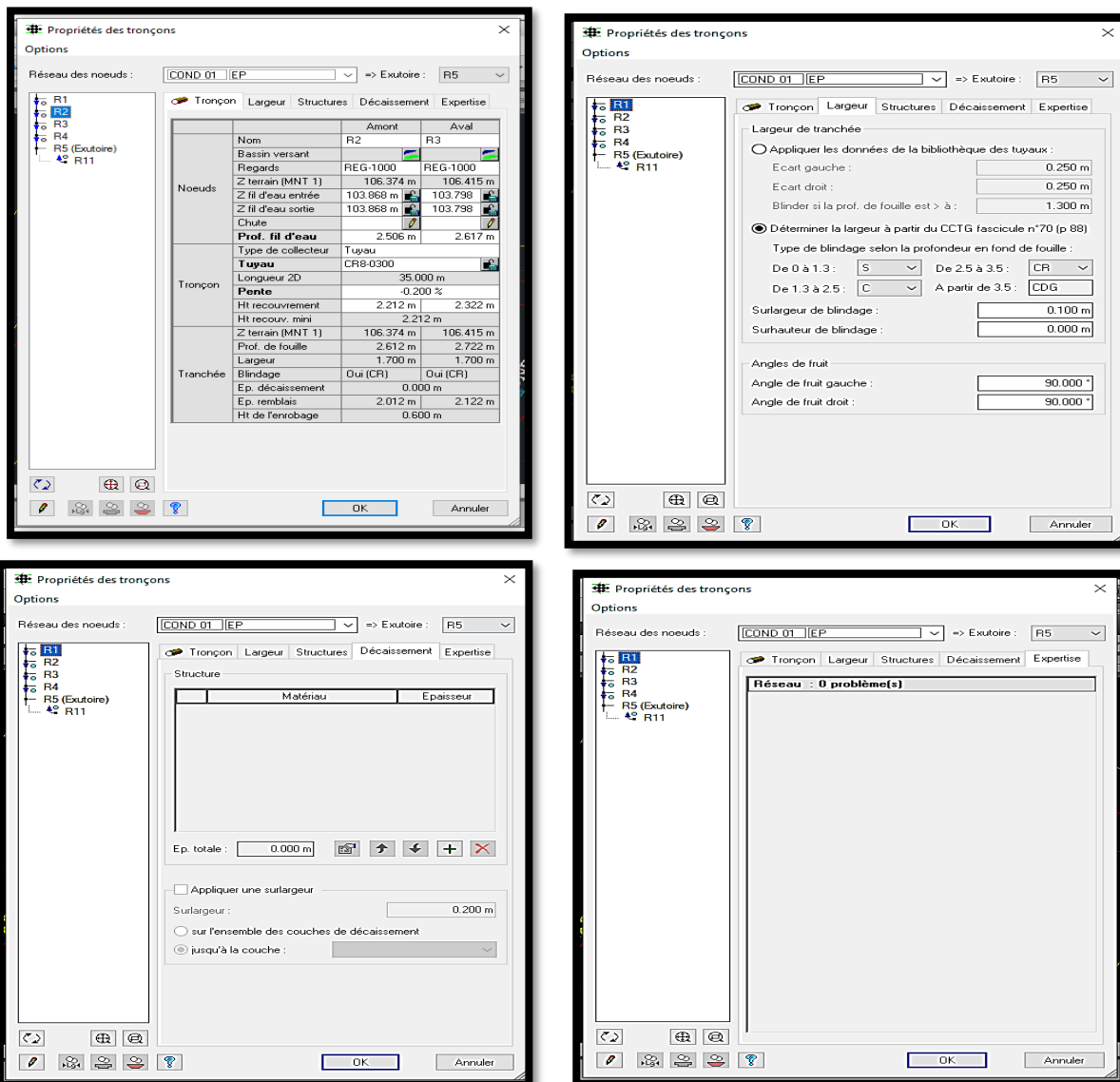










Figure V.11. Fenêtre de propriétés des tronçons.

- ✓ La liste des nœuds de la canalisation, numérotés dans le sens amont → aval.
- ✓ Noter la flèche bleue indiquant le sens d'écoulement, Possibilité d'inverser l'ordre d'affichage des nœuds avec  .
- ✓ La sélection d'un nœud (R1 par exemple) dans la zone gauche affiche automatiquement le tronçon aval à ce nœud (ici R1 → R2) dans l'onglet Tronçon.
 - ❖ Pour chaque nœud :
 - ✓ La cote TN est récupérée auto à l'aide du MNT indiqué dans le Paramétrage Général (non modifiable).
 - ✓ L'icône  permet le paramétrage d'un bassin versant élémentaire. Il n'est présent que si la canalisation appartient à un réseau de type EP.
 - ❖ Pour chaque tronçon :
 - ✓ Le modèle de tuyau par défaut est affecté automatiquement.
 - ✓ La détermination de l'exutoire est une étape indispensable pour le dimensionnement du réseau.
 - ✦ Tapez le nom du bassin (par ex : BV-1).
 - ✦ Cliquez sur  de Surface (A), pointez le contour ou tapez S puis sélectionnez la Poly ligne 2D représentant la surface du BV-1.
 - ✦ Cliquez sur  de Longueur hydraulique (L), pointez le cheminement hydraulique ou tapez P et choisissez la Poly ligne 2D représentant le cheminement hydraulique du BV-1.
 - ✦ Cliquez sur  de Ruissellement, choisissez par ex (Habitation dense), puis .
 - ✦ Choisissez la période de retour par ex : Chemora-Batna.
 - ✦ Cliquez sur  de Débit brut pour calculer le débit puis 

Calcul d'un coefficient de ruissellement pondéré

Nom ou Nature	Intervalle	Valeur	Surface (ha)
Surfaces boisées		5	0.00
Pelouse (sols sableux et faible pente)	5%-10%	5	0.00
Cimetières et parcs	10%-25%	10	0.00
Pelouse (sols terreux et faible pente)	15%-20%	15	0.00
Allées de gravier		20	0.00
Quartiers résidentiels	20%-30%	20	0.00
Zone résidentielle pavillons isolés	30%-50%	30	0.00
Voies en macadam non goudronné		35	0.00
Habitations moins denses	40%-50%	40	0.00
Zone industrielle	50%-90%	50	0.00
Habitations denses	60%-70%	60	0.00
Pavages à larges joints		60	0.00
Zone résidentielle pavillons groupés	60%-75%	60	0.00
Zone de centre ville	70%-95%	70	0.00
Trottoirs	75%-90%	75	0.00
Rue	80%-85%	80	0.00
Habitations très denses		90	0.00
Surfaces totalement imperméabilisées		90	0.00
n surfaces disjointes.		0	0.00


Mode 'Addition' Mode 'Soustraction'

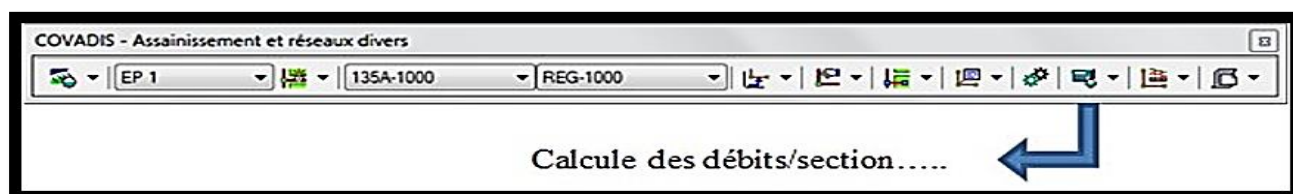
Figure V12.Fenêtre des coefficients de ruissellement.

V.5.4. Calcule des débits/section :

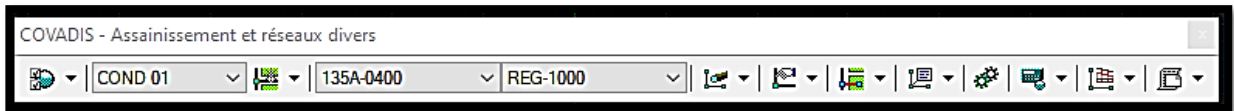
Dans l'étape suivante, nous allons déterminer : [10]

- + Les cotes radier en chaque nœud.
- + Calculer le débit des bassins versants élémentaires et les assembler
- + Déduire les sections de chaque tronçon.

1) clique sur le bouton  Dans la fenêtre qui apparaît alors, sélectionner ****Calcule des débits/sections**



2) Dans la fenêtre qui apparaît Figure 0:3 clique sur **** Editer la contrainte... **** Ensuite, nous allons choisir et renseigner certaines contraintes de calcul de dimensionnement.



Paramètres de calcul

Général

Réseau à calculer : EP 1

Calcul des débits

Méthode : Rationnelle (Saisie de la valeur du T)

Coefficients sur les débits (%): 100

Taux de remplissage (%): 80

Calcul des diamètres et calage altimétrique

Chezy-Bazin EP Manning-Strickler Chezy-Bazin EU

Calculer la ligne piezo => hauteur d'eau en aval : 0.00 m

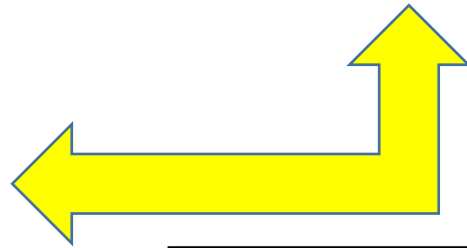
Diamètre minimal des canalisations : 100 mm

Matériau des nouveaux collecteurs

Si D <= 400 mm : BETON ARME 135A

Si D 400 mm : BETON ARME 135A

Calculer Annuler



Consultation de la contrainte

Hauteur de recouvrement

Minimale : 1.00 m

Hauteur de chute

Minimale : 0.00 m Maximale : 2.00 m

Profondeur du radier

Minimale : 2.50 m Maximale : 4.00 m

Pentes de pose de la canalisation

Minimale : 0.20 % Maximale : 4.00 %

Vitesses d'écoulement

Minimale : 0.2 m/s Maximale : 4.0 m/s


Valider Annuler

Quand on valide ; Covadis s'assure que le réseau est correctement

- Le bassin versant élémentaire du nœud amont de chaque canalisation est paramétré.
- Le réseau converge vers l'aval, en un unique point désigné comme étant l'exutoire.
- La cote tampon de chaque nœud est renseignée.

V.6.Affichage des résultats:

- Les résultats dedimensionnement (comme certains paramètres descriptifs du réseau tels que les assemblages de bassins versants, les cotes radier des regards et les diamètres des collecteurs.) peuvent être représentés. [2]

1) clique sur le bouton  Dans la fenêtre qui apparaît alors, sélectionner ****Affichage des résultats****

Réseau

Réseau calculé : EP2 - Calcul des débits par Rationnelle et des diamètres par Manning-Strickler - Matériau : BA-135A

Bassins versants Assemblage Débits et Sections Tronçons

N°	Nom	Aire (ha)	Coefficient de Ruissellement (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Temps d'entrée (minutes)	Débit corrigé (m³/s)	Période de retour (ans)
1	SBV1	0.45	55	0.48	178.9	0.000	1.00	0.095	10
2	SBV10	0.13	55	2.28	40.1	0.000	1.00	0.027	10
3	SBV11	0.19	55	0.73	50.4	0.000	1.00	0.041	10
4	SBV12	0.16	55	1.09	64.5	0.000	1.00	0.034	10
5	SBV13	0.50	55	1.55	49.9	0.000	1.00	0.104	10
6	SBV14	0.16	55	1.98	39.1	0.000	1.00	0.033	10
7	SBV15	0.91	55	2.26	176.8	0.000	1.00	0.190	10
8	SBV16	0.21	50	0.56	96.3	0.000	1.00	0.040	10
9	SBV2	1.20	55	1.44	350.0	0.000	1.00	0.252	10
10	SBV3	0.42	55	2.56	102.6	0.000	1.00	0.088	10
11	SBV4	1.54	55	3.17	150.0	0.000	1.00	0.322	10
12	SBV5	0.48	60	3.56	79.4	0.000	1.00	0.109	10
13	SBV6	1.55	60	1.38	150.3	0.000	1.00	0.354	10
14	SBV7	0.15	55	0.63	72.5	0.000	1.00	0.032	10
15	SBV8	0.09	55	0.54	46.7	0.000	1.00	0.018	10
16	SBV9	0.98	60	3.50	200.4	0.000	1.00	0.223	10

Aucune erreur



Quitter

Figure V.13. Présentation des résultats de dimension

- Les résultats en bleu : le débit maximum au niveau de l'exutoire, en rouge : les erreurs à corriger au point d'exutoire éventuellement.

- Les cotes radier calculées et les modèles de tuyau déterminés d'après le calcul des diamètres.

- Le choix du matériau et le paramétrage de la bibliothèque. Sont automatiquement affectés aux objets canalisations.

- Chacun des onglets de la boîte des résultats est imprimable :   Noter que les erreurs (contraintes non respectées en général) sont signalées en rouge.

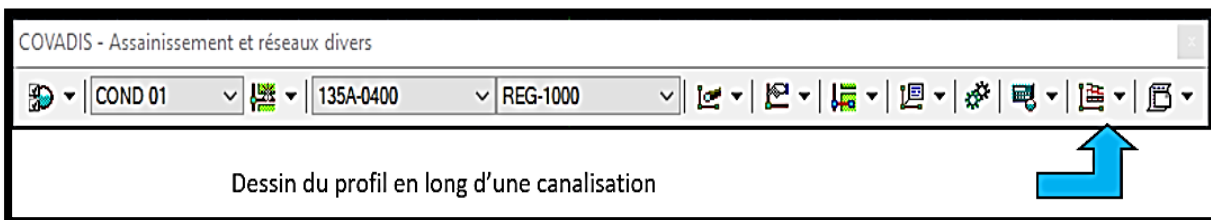
- *HIChute* signifie que l'on sort de la fourchette de valeurs fixées dans la contrainte pour la hauteur de chute dans les regards.
- *I min / I max* signifie que l'on sort de la fourchette de valeurs fixées dans la contrainte pour la pente.
- *HtRec* signifie que l'on dépasse la hauteur de recouvrement minimale fixée dans la contrainte

V.6.1. Profil en long des canalisations :

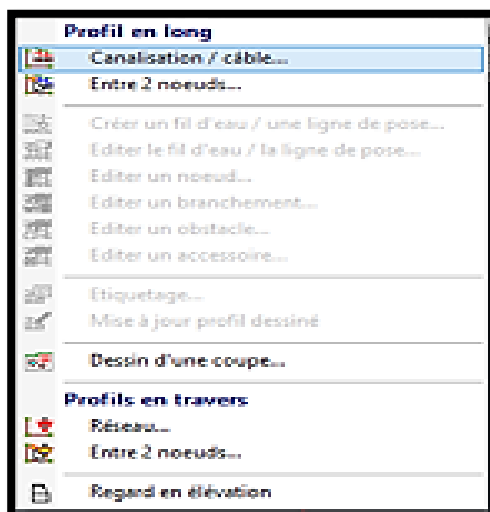
L'objectif est de représenter le profil en long d'une canalisation pouvant comporter entre autres : [10]

- La courbe du terrain naturel dessinée d'après les cotes tampon.
- Le fil d'eau (et les génératrices) de la canalisation dessiné(s) d'après les cotes radier - la section des branchements au niveau du piquage, s'il en existe.

1) Cliquez sur le bouton Dans la fenêtre qui apparaît alors, sélectionner **** Canalisation/ câble... **** puis sélectionner la canalisation (poly ligne) sur le plan, Dans la fenêtre qui apparaît (Figure 0:4).



Cliquer sur **OK** pour valider les modifications (ici par défaut



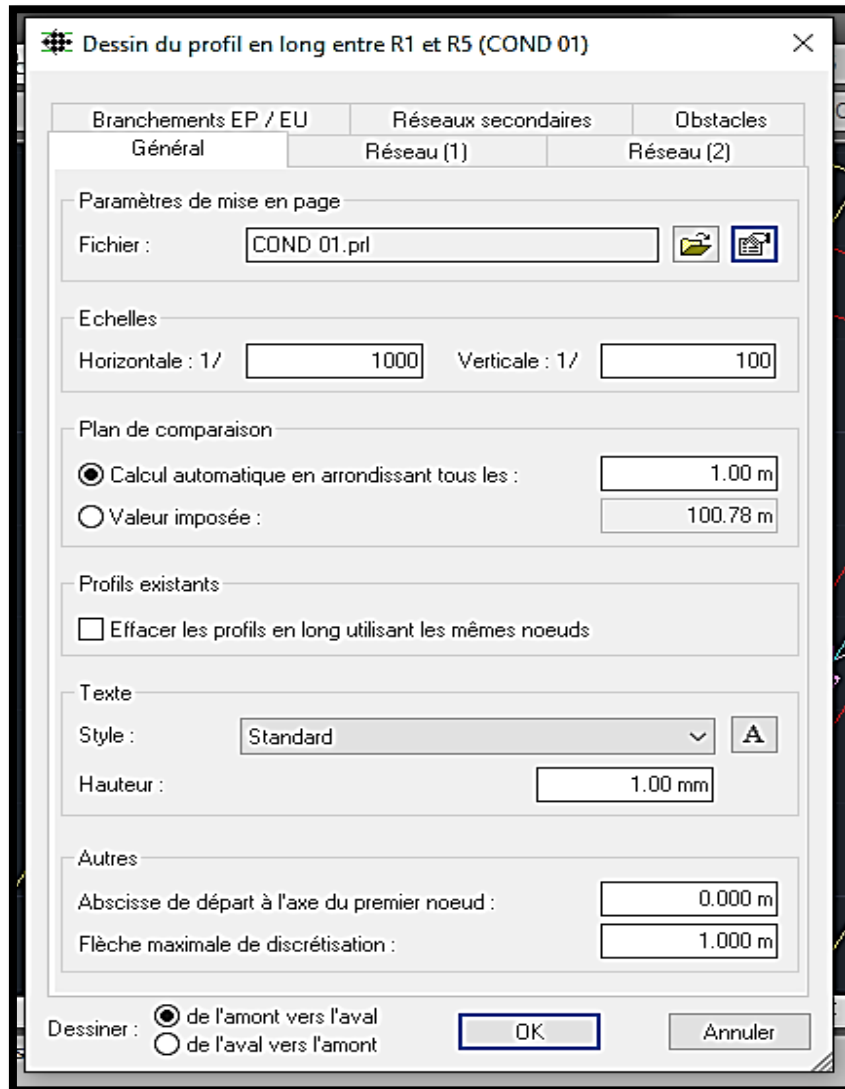


Figure V.14. Paramètre de dessin du profil en long.

- 1) Déplacer le pointeur de la souris sur le plan jusqu'à l'emplacement souhaité et cliquer (clic gauche) pour créer le profil en long.
- 2) Côte terrain naturel ; Côte projet ; Distance partielle ; Distances cumulées ; Pentés ; Diamètres et matériaux utilisés.
- 3) Côte terrain naturel ; Côte projet ; Distance partielle ; Distances cumulées ; Pentés ; Diamètres et matériaux utilisés.

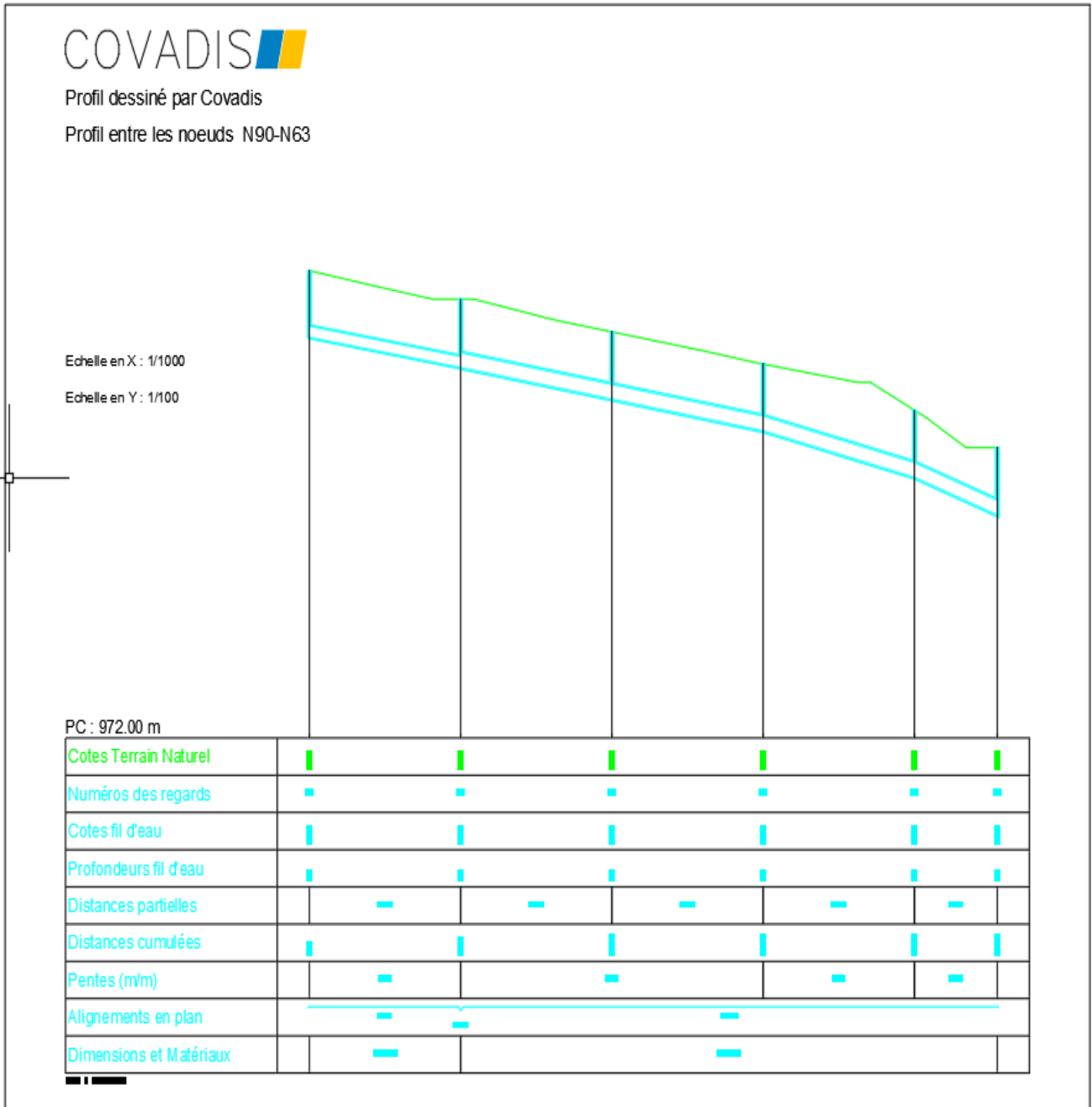


Figure V.15 : Profil en long entre N90—N63.

V.6.2. Habillage du plan :

COVADIS assure l’habillage automatique du plan en dessinant des étiquettes personnalisables associées aux regards et aux tronçons. Ces étiquettes interactives sont automatiquement mise à jour suite à la modification d’un élément du réseau et peuvent être dynamiquement repositionnées.

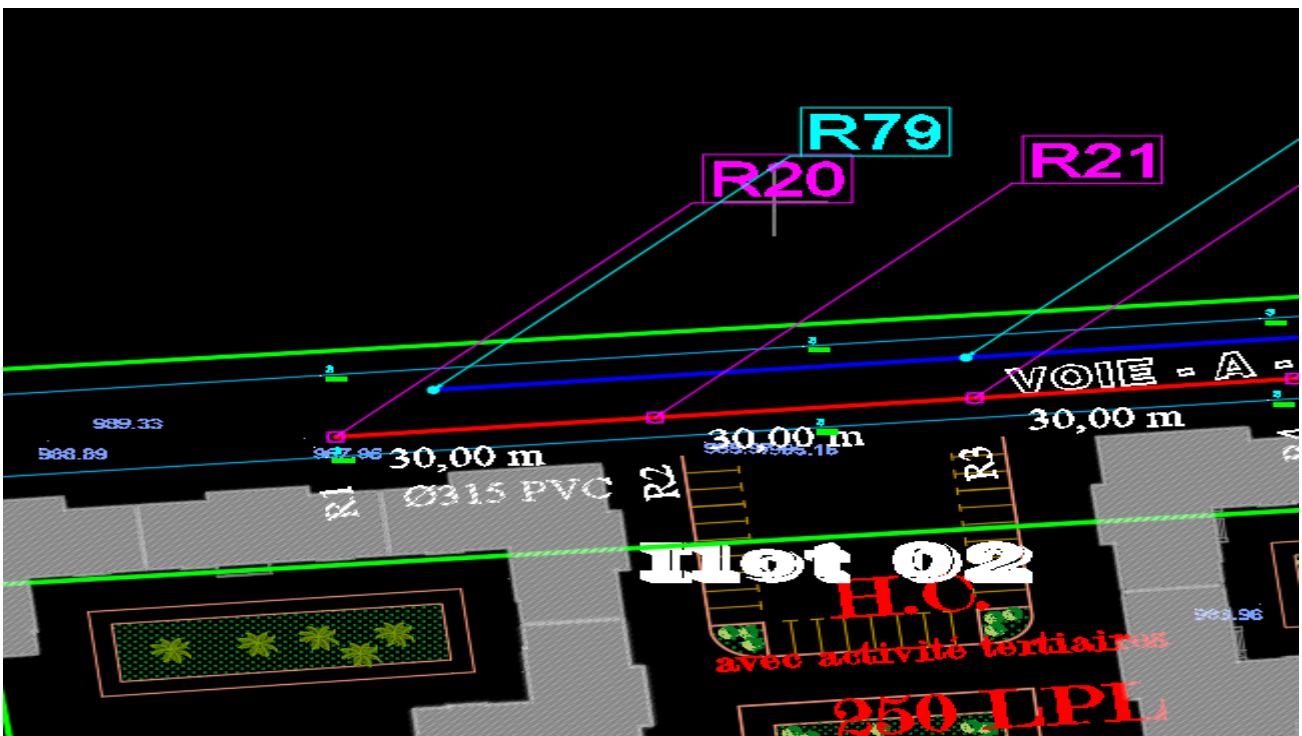
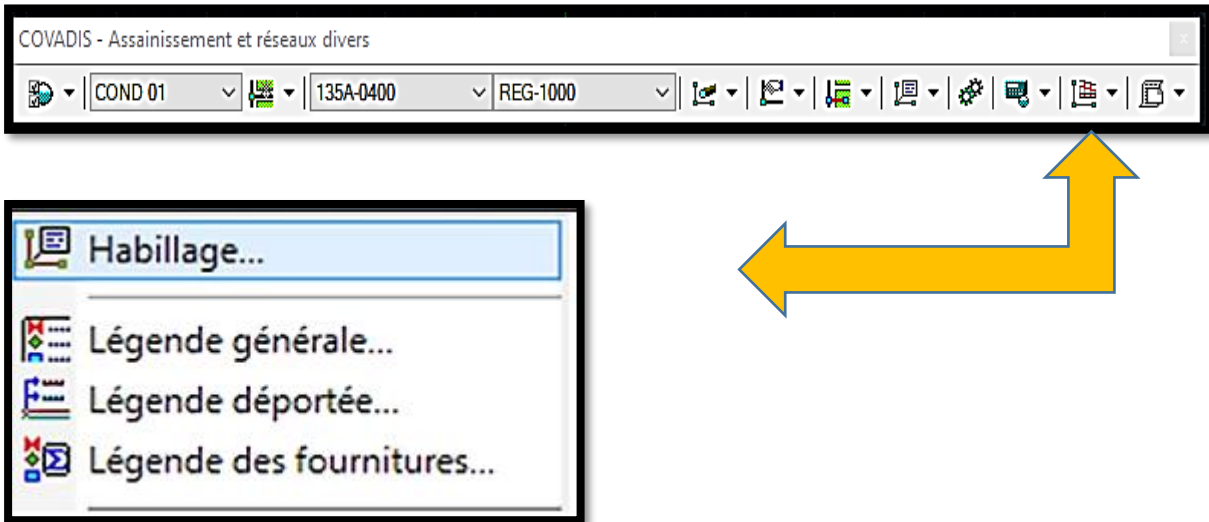


Figure Figure V.16. Habillage de réseau.

V.6.3. Contrôle du calcul de débit par Covadis :

Il est à faire un calcul avec Excel pour contrôler le calcul effectué par Covadis.

Pour le bassin versant SBV4 (réseau COLL A), nous avons les paramètres suivant

Les paramètres	BV 01
Surface (ha)	0.97
Pente hydraulique I (%)	2.346
Coefficient de ruissellement (%)	65
Période de retour	10 ans 0 mois

Tableau V.1. Paramètre du bassin versant BV 01.

$Q = 0.241 \text{ m}^3/\text{s}$.

Propriétés du bassin versant

Nom : SBV4

Noeud : R138

Géométrie

Surface (A) : 0.97 ha

Pente hydraulique (I) : 2.346 %

Longueur hydraulique (L) : 187.27 m

Propriétés

Ruissellement (C) : 65 %

Période de retour (T) : REGION1 10 ans 0 moi

Débit d'apport ou de temps sec : 0.016 m³/s

Valeur du temps d'entrée Te : 1.000

Débits

Calcul par la méthode : Rationnelle (Saisie de la valeur du ...)

Temps de concentration (minutes) : 5.0 min

Débit unitaire corrigé : 0.241 m³/s

OK Annuler

Figure V.17.Fenêtre de propriétés du bassin versant BV .

V.7.Dimensionnement des regards

Pour Notre projet on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite les opérations de nettoyage en périodes d'entretien.

Le dimensionnement d'un regard dépend des diamètres des conduites, chaque regard à une profondeur différente des autres.

Tableau V.2 : Dimensionnement des regards

Diamètres des conduites [mm]	Dimensions des regards [m]
300	1,1 x 1,1
400	1,1 x 1,1
500	1,2 x 1,2
600	1,2 x 1,2
800	1,6 x 1,6
1000	2,0 x 2,0
1200	2,2 x 2,2
1500	2,5 x 2,5
1800	3,0 x 3,0

V.8.Ouvrages spéciaux

V.8.1.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.

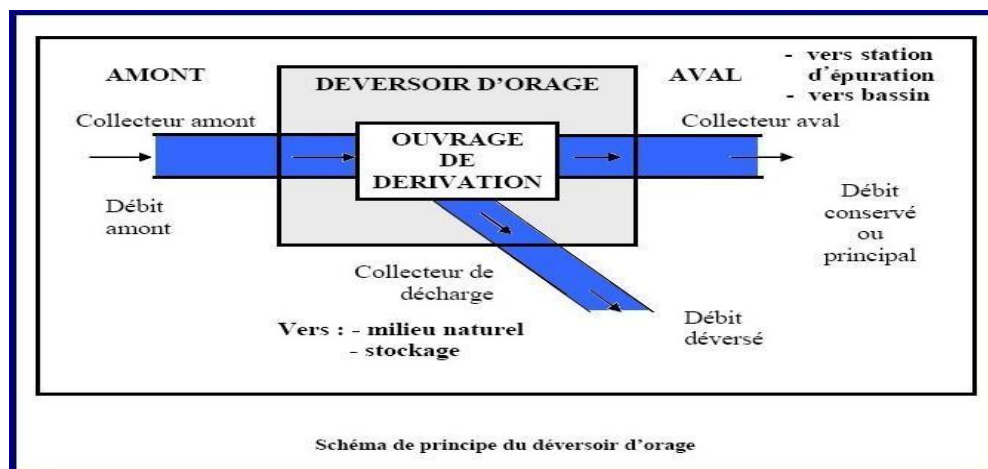


Figure VI.N°6 : Schéma de principe du déversoir d'orage

V.8.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou décharger 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.

V.8.1.2 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 siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à barrage gonflable.

V.8.2. Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Dans ce cas, on opte pour un déversoir à seuil latéral. Car ce dernier présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place et plus économique.

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

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 un rejet existant :

$$Q_{seuil} = 3Q_{us}$$

Le débit déversée vers Oued El-Guettar :

$$Q_d = Q_T - Q_{seuil}$$

La hauteur d'eau à l'entrée H_e

$$H_e = R_h * D_e$$

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 :

$$R_q = \frac{Q_{seuil}}{Q_{PS}} \text{ et } R_h = \frac{H_{seuil}}{D_e}$$

$$H_{seuil} = R_h * D_e$$

$$RQ = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad Rh = \frac{H_{st}}{D_e}$$

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

$$H_s = H_{ST} + 20\% H_{ST}$$

- **Hauteur de la lame déversant :**

$$H_d = \frac{H_e - H_{st}}{2}$$

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

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

- **Détermination des seuils déversant:**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2}$$

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:

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

Tableau V.3:caractéristiques des déversoirs d'orage(typelatéral).

	D _e (mm)	Q _t (m ³ /s)	Q _{Ps} (m ³ /s)	Q _{st} (m ³ /s)	Q _d (m ³ /s)	H _{st} (mm)	H _d (mm)	L(m)
DO1	600	0.875	0.964	0.048	0.827	60	182	4.96
DO2	1200	3.899	7.21	0.051	3.848	60	315	2.03

V.8.4.Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire :• **DO 01**

$$l_{ex}=0.02 \qquad Q_d=0.827m^3/s$$

D'après l'abaque (annexe1):**D_{ex}=800mm**

• **DO 02**

$$l_{ex}=0.006 \qquad Q_d=3.848m^3/s$$

D'après l'abaque (annexe1):**D_{ex}=1500mm**

V.9. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par confectionner d'un devis quantitatif et estimatif. [14]

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Travaux de décapage de la terre végétale, ou de la couche de goudron.
- L'exécution des tranchées.
- Fourniture et pose de lit de sable.
- Fourniture et pose des conduites en béton armé (C.A.O).
- Construction des regards en béton armé.
- Tavaux de remblaiement de la tranchée.
- Transport des sols excédentaires.

V.9.1 Détermination des différents volumes :**V.9.1.1. Volume de la couche de goudron :**

$$C_{cg} = H_g * L * B$$

Avec :

C_{cg} : Volume de la couche de goudron en (m³).

H_g : Profondeur la couche goudronné (on prend $H_g = 0,1$ m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

B : Largeur de la couche goudronnée en (m).

V.9.1.2. Différents volumes des tranchées :

A. Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B * L * H_{tr}$$

Avec :

V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).

B : Largeur du tranché en (m). $B=D+2a$ ($a=0,3$ m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

H_{tr} : Profondeur de la tranchée en (m).

$$H_{tr} = e + h + d \quad (\text{m})$$

Avec :

e : épaisseur de la couche du lit de pose, $e=0,1$ m.

h : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure (m).

D : diamètre nominal de la conduite.

B. Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e * L * B$$

Avec :

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m) ($e=0,1$ m).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

C. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L * \frac{\pi d^2}{4}$$

Avec :

V_{cdt} Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

D. Volume du remblai :

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

E. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$V_f = V_d * K_f$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau . Coefficient de foisonnement.

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08÷1,17
Limon argileux	1,14÷1,28
Argile	1,25÷1,3

V.9.1.3. Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs (voir la planche : profil en long). La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé. On peut avoir aussi des regards préfabriqués . [14]

A. Profondeur des regards :

La profondeur des regards est la différence entre la cote du tampon du regard et la cote de départ de conduite de ce regard.

$$H = Ct - Cd \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur du regard (m).

Ct : cote tampon (m).

Cd: cote de départ de la conduite (m).

Dans la plupart des cas, on ajoutera 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H = Ct - Cd + 0.2 \text{ (m)}$$

La pente entre les regards est :

$$p = \frac{Cdr^{am} - Car^{av}}{d}$$

Avec :

P : pente entre deux regards consécutifs (m/m).

Cdr^{am} : Cote d'arrivée du regard amont (m).

Car^{av} : Cote de départ du regard aval (m).

D : distance entre deux regards (m).

B. Volume des déblais des regards :

- La cote du regard est :

$$a = D + 0.6 \text{ (m)}$$

D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m).

0.6m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

- La profondeur d'excavation des regards est :

$$H_{ex} = H + er + 0.1 \text{ (m)}$$

Avec :

H_{ex} : Profondeur d'excavation (m).

H : Profondeur du regard (m).

er : Épaisseur du radier du regard (m).

0,1 : marge de sécurité.

Le volume d'excavation pour chaque regard sera donc :

$$V = a^2 * H$$

Avec : a : dimensions du regard

H : profondeur du regard

V.10. Devis estimatif :

Le devis quantitatif et estimatif est élaboré par le logiciel COVADIS, et dans le tableau ci-après les différents totaux (hors taxe, TVA, TTC).

**V.10.1.ZONE 01 (REJET 01) Réseau
séparatif**

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	P/Unitaire	Montant
I	Terrassement				
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toutes natures quelque soit le moyen utilisé manuel ou mécanique) et dans n'importe quelle condition à l'exception du rocheux y compris remblaiement ,évacuation de la terre excédentaire et toutes sujétions de bonne exécution	M3	10300	300,00	3 090 000,00
2	Terrassement en tranchée dans un terrain rocheux avec utilisation d'un outil brise roche et dans n'importe quelle condition y compris évacuation et toutes sujétions de bonne exécution	M3	1200	2 500,00	3 000 000,00
3	Fourniture et pose de lit de pose en sable ép =10 cm en dessous de la génératrice inférieure de la conduite et 10 cm audessus de la génératrice supérieure y compris compactage et toutes sujétions de bonne exécution	M3	1220	2 000,00	2 440 000,00
II	Canalisation				-
4	Fourniture et pose de conduite en PVC Ø 315 mm. À joint ou à coller CR08 PN 06 y compris toutes sujétions de bonne exécution	ml	1900	3 200,00	6 080 000,00
	F/Pose de buse type CAO 135A en béton arme avec joint et longueur 2.50meEcompris toutes sujétions de bonne				-

	exécution.				
5	φ 300 mm	ml	215	1 800,00	387 000,00
6	φ 400 mm	ml	970	2 500,00	2 425 000,00
7	φ 500 mm	ml	110	4 500,00	495 000,00
8	φ 600 mm	ml	260	5 500,00	1 430 000,00
9	φ 800 mm	ml	200	12 000,00	2 400 000,00
10	φ 1000 mm	ml	40	15 000,00	600 000,00
11	φ 1200 mm	ml	130	22 000,00	2 860 000,00
III	Génie Civil				-
12	confection et mise en œuvre de béton armé dosé à 350 kg/m ³ y compris coffrage ,ferrailage et toutes sujétions de bonne exécution	M3	265	40 000,00	10 600 000,00
13	Fourniture et pose de tampon en fonte série lourde diametre 0,80m	U	106	25 000,00	2 650 000,00
14	-Réalisation de regards Avaloirs en B.A dosé à 350kg/m ³ en ciment CRS avec cadre et entonnoir siphonide en fonte 0,50 x 0,50m (selon choix de BET) y compris déblais, remblais, évacuation des terres excédentaires à la DP, coffrage, ferrailage, F/Pose de buse F200 en béton comprimé, lit de sable ép : 0,10m, jointage en mortier de ciment, remblaiement en T.V.C 0/25 conformément au plan d'exécution.....	U	52	20 000,00	1 040 000,00
Montant H.T(1)					30 967 000,00
TVA 19%					5 883 730,00
Montant en TTC					36 850 730,00

V.10.2.ZONE 02 (REJET 02) Réseau
unitaire

N°	Désignation des travaux	U	Qté	P/Unitaire	Montant
I	Terrassement				
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toutes natures quelque soit le moyen utilisé manuel ou mécanique) et dans n'importe quelle condition à l'exception du rocheux y compris remblaiement ,évacuation de la terre excédentaire et toutes sujétions de bonne exécution	M3	1660	300,00	498 000,00
2	Terrassement en tranchée dans un terrain rocheux avec utilisation d'un outil brise roche et dans n'importe quelle condition y compris évacuation et toutes sujétions de bonne exécution	M3	180	2 500,00	450 000,00
II	Canalisation				
3	Fourniture et pose de conduite en PVC Ø 315 mm. À joint ou à coller CR08 PN 06 y compris toutes sujétions de bonne exécution	ml	1900	3 200,00	6 080 000,00
	F/Pose de buse type CAO 135A en béton armé avec joint et longueur 2.50meEcompris toutes sujétions de bonne exécution.				-
4	φ 300 mm	ml	120	1 800,00	216 000,00
5	φ 400 mm	ml	150	2 500,00	375 000,00
6	φ 500 mm	ml	420	4 500,00	1 890 000,00
7	φ 600 mm	ml	20	5 500,00	110 000,00
III	Génie Civil				-
8	confection et mise en œuvre de béton armé dosé à 350 kg/m3 y compris coffrage ,ferraillage et toutes sujétions de	M3	60	40 000,00	2 400 000,00

	bonne exécution				
9	Fourniture et pose de tampon en fonte série lourde diamètre 0,80m	U	22	25 000,00	550 000,00
10	-Réalisation de regards Avaloirs en B.A dosé à 350kg/m3 en ciment CRS avec cadre et entonnoir siphöide en fonte 0,50 x 0,50m (selon choix de BET) y compris déblais, remblais, évacuation des terres excédentaires à la DP, coffrage, ferrailage, F/Pose de buse F200 en béton comprimé, lit de sable ép : 0,10m, jointage en mortier de ciment, remblaiement en T.V.C 0/25 conformément au plan d'exécution.....	U	52	20 000,00	1 040 000,00
				Montant H.T(1)	14 889 000,00
				TVA 19%	2 828 910,00
				Montant en TTC	17 717 910,00

V.10.3.ZONE 03 (REJET 03) Réseau**unitaire**

N°	Désignation des travaux	Unité	Qté	P/Unitaire	Montant
I	Terrassement				
1	Terrassement en tranchée dans un terrain de toutes natures quelque soit le moyen utilisé manuel ou mécanique) et dans n'importe quelle condition à l'exception du rocheux y compris remblaiement ,évacuation de la terre excédentaire et toutes sujétions de bonne exécution	M3	1660	300,00	498 000,00
2	Terrassement en tranchée dans un terrain rocheux avec utilisation d'un outil brise roche et dans n'importe quelle condition y compris évacuation et toutes sujétions de bonne exécution	M3	180	2 500,00	450 000,00
II	Canalisation				
	F/Pose de buse type CAO 135A en béton arme avec joint et longueur 2.50meEcompris toutes sujétions de bonne exécution.				-
3	φ 300 mm	ml	1640	1 800,00	2 952 000,00
4	φ 400 mm	ml	400	2 500,00	1 000 000,00
5	φ 500 mm	ml	200	4 500,00	900 000,00
6	φ 600 mm	ml	660	5 500,00	3 630 000,00
7	φ 800 mm	ml	750	6 500,00	4 875 000,00
8	φ 1000 mm	ml	60	12 000,00	720 000,00
9	φ 1200 mm	ml	200	22 000,00	4 400 000,00
10	φ 1500 mm	ml	300	30 000,00	9 000 000,00
III	Génie Civil				-

11	confection et mise en œuvre de béton armé dosé à 350 kg/m ³ y compris coffrage ,ferraillage pour regards et déversoir d'orage et toutes sujétions de bonne exécution	M3	60	40 000,00	2 400 000,00
12	Fourniture et pose de tampon en fonte série lourde diamètre 0,80m	U	22	25 000,00	550 000,00
13	-Réalisation de regards Avaloirs en B.A dosé à 350kg/m ³ en ciment CRS avec cadre et entonnoir siphonide en fonte 0,50 x 0,50m (selon choix de BET) y compris déblais, remblais, évacuation des terres excédentaires à la DP, coffrage, ferraillage, F/Pose de buse F200 en béton comprimé, lit de sable ép : 0,10m, jointage en mortier de ciment, remblaiement en T.V.C 0/25 conformément au plan d'exécution.....	U	52	20 000,00	1 040 000,00
				Montant H.T(1)	32 415 000,00
				TVA 19%	6 158 850,00
				Montant en TTC	38 573 850,00

V.10.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.

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet. Le coût total du projet s'élève à la somme 93 142 490.00 DA , ce qui est une somme colossale. En fait, cela est logique le fait que notre zone d'étude est importante (43ha), donc le projet il devient un projet sectorielle.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

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 d'El-Achir (POS 17), 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.

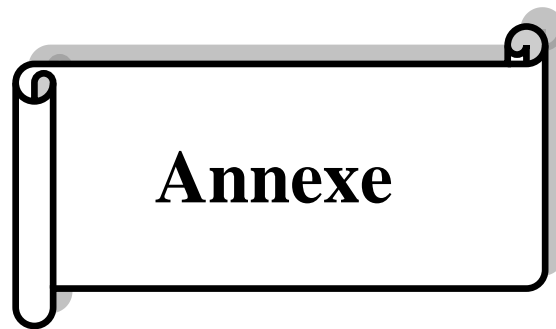
Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, favorisant un écoulement gravitaire de l'eau.

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.

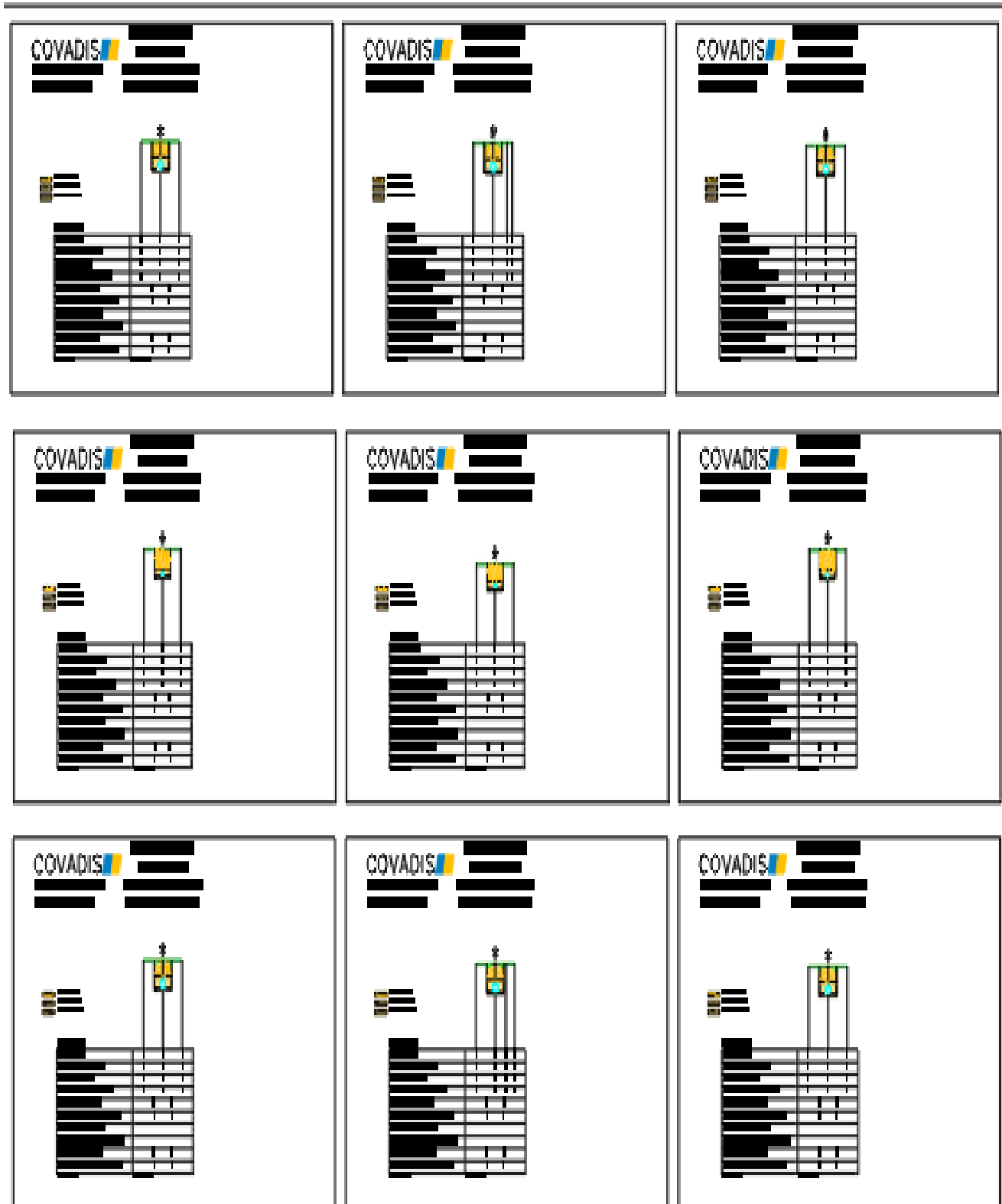
On remarque que les vitesses d'écoulement à travers le réseau, sont acceptables avec des pentes qui ne dépassent pas 5% ce qui implique une facilité de pose des conduites.

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

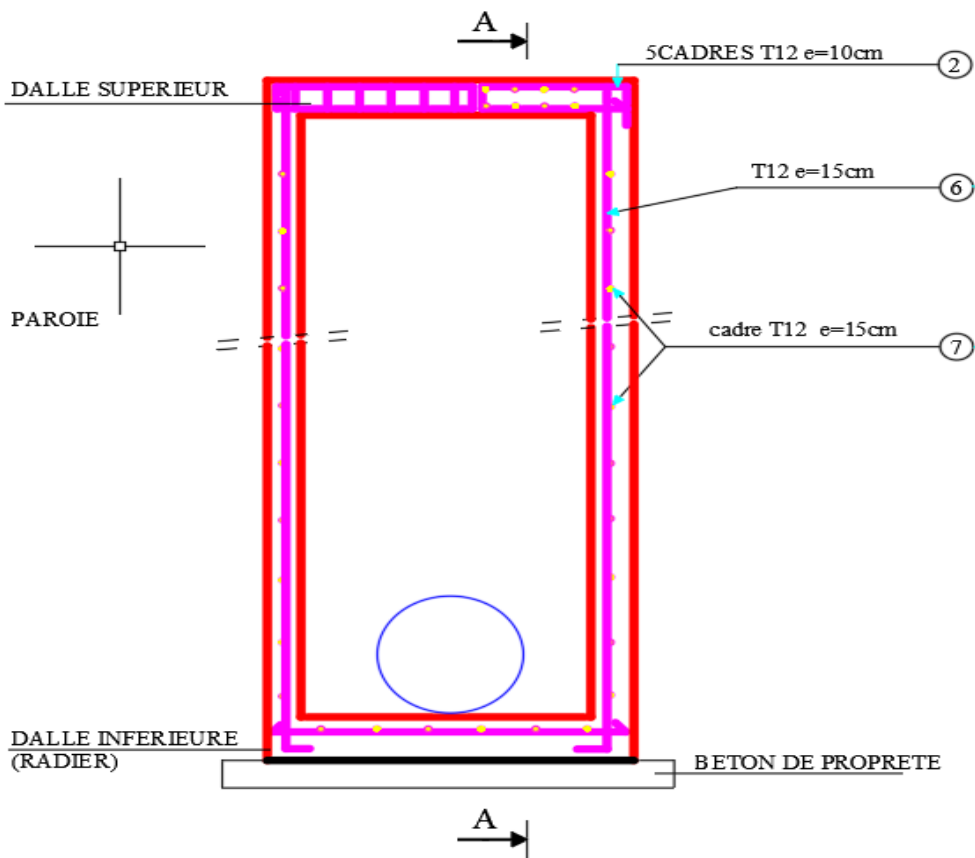
- ❖ Un débit de pointe ($Q_{st} = 3 Q_{eu}$) transité vers le bassin de décantation 500 m^3 .
- ❖ Un débit d'eaux pluvial est transité vers Oued El-Guettar.



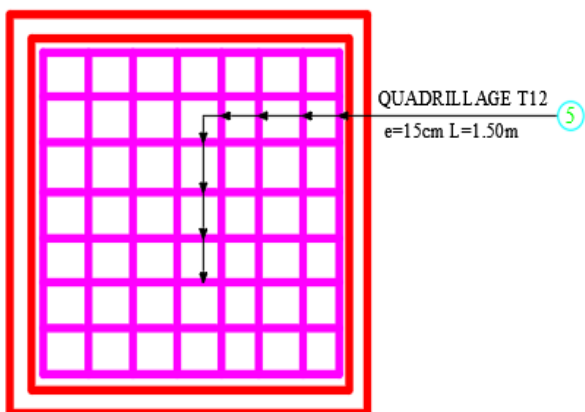
Profil en travers



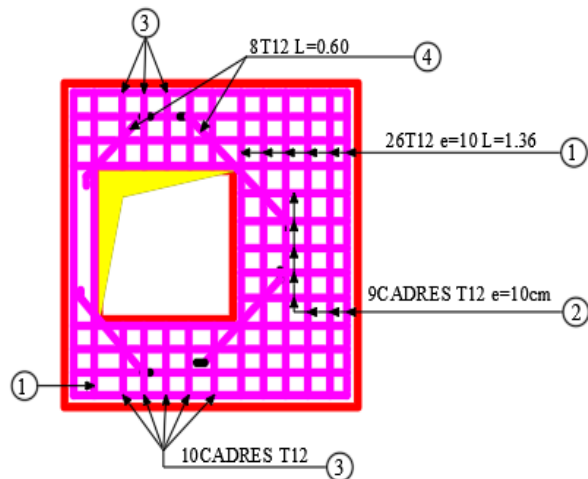
Regard de visite



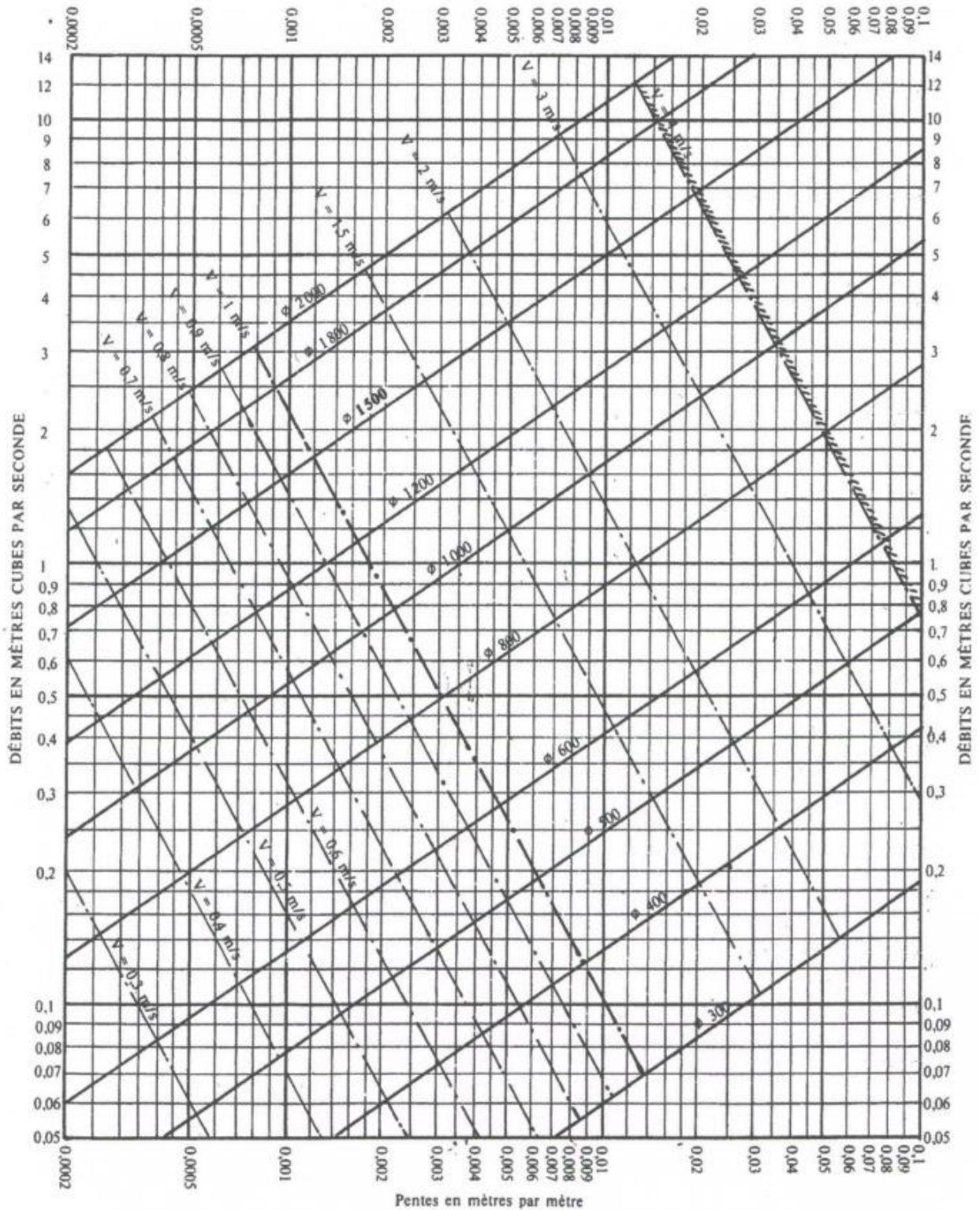
RADIER



DALLE SUP



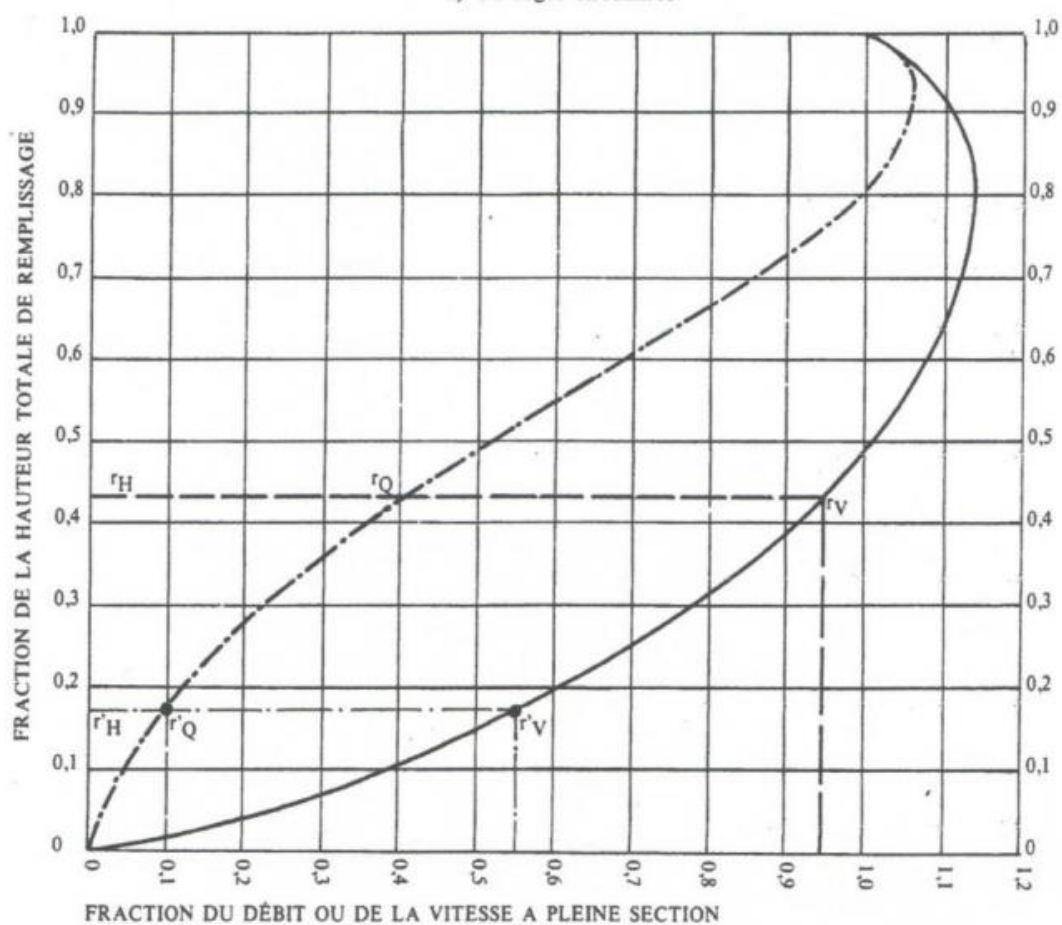
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



**L'abaque 03 : Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage
(Ouvrages circulaires)**

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires





Références bibliographique

Références Bibliographiques

- [1] Plan Directeur D'aménagement et d'Urbanisme (PDAU) El-Achir.
- [2] Manuel du logiciel COVADIS.
- [3] R.Bourrier. Les réseaux d'assainissement ; calcul, application, perspectives.
- [4] M. BENOUDA, 2011, Mémoire de fin d'étude, diagnostique et conception du réseau d'assainissement de la cité SIDI BOUMAAZA et polyclinique ville.Bou.Ismail W Tipaza.
- [5] <http://hydrau.epfl.ch/e-drologie/chapitre2>
- [6] BENINA TOUAIBIA, mars 2004, Manuel Pratique d'Hydrologie.
- [7] A. SARI AHMED, Alger 2002, Initiation à l'hydrologie de surface
- [8] P. Dubreuil, Toulouse 1974, Initiation à l'analyse hydrologique.
- [9] GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- [10] Marc Stain - Béchir Selmi, paris 2006, Guide technique de l'assainissement.
- [11] Instruction technique du 22 juin 1977 relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations.
- [12] Centre d'étude sur les réseaux et les constructions publiques, La ville et sont assainissement, juin 2003, P300, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle d'eau.
- [13] BENZERRA.S (Cours Assainissement des eaux usées, Université A. Mira 2016).
- [14] A.HADDAD, 2005, Mémoire de fin d'étude, diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hajout W. Tipaza.
- [15] Mr.BENAZZOUZ, Mai 2007, Station de pompage et de relevage des eaux usées