

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



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique
MEMOIRE
Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER
FILIERE : Hydraulique
Option : Hydraulique Urbaine
THEME**

**Dimensionnement Du Réseau D'assainissement de la
Commune D'ouled Slimen W.M'sila Avec L'utilisation
de COVADIS**

Dirigé par :

Mr. Djerbouai Salim

Présenté par :

- **Oumhani Ramdane**
- **Kharef Ameur**

Promotion : 2022/2023.

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



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique
MEMOIRE
Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER
FILIERE : Hydraulique
Option : Hydraulique Urbaine
THEME**

**Dimensionnement du réseau d'assainissement de la
commune d'ouled slimen W.M'sila Avec l'utilisation de
COVADIS**

Dirigé par :

Mr. Djerbouai Salim

Présenté par :

- **Oumhani Ramdane**
- **Kharef Ameer**

Promotion : 2022/2023.

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père, Je remercie fortement mon Encadreur: Mr **DJERBOUALS** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie tous les enseignants du département hydraulique.

Je remercie également tous ceux qui m'ont aidé dans ce travail ZINOUB – AMMALIA - BENNACER.S –
DEROUCHE .M

DEDECAS

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:

Mes très chers parents pour leurs sacrifices afin d'atteindre mon but

A ma femme et mère de mes enfants
BAKAR. SALSABIL. LINA. MOUSSA.

A mes frères et sœur .

A mon frère qui n'est pas né par ma mère Dr
BOUDJEMAA.M et sa famille

OUMHANI RAMDANE

DEDECAS

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:

Mes très chers parents pour leurs sacrifices afin d'atteindre mon but

A Ma femme et mes enfants HAYAT.

KHALED ASIL

A mes frères et sœur .

Tous mes amis: étudiants et salariés du secteur

KHAREF AMEUR

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation De La Zone D'étude

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de la zone d'étude.....	3
I.2.1. Situation géographique et administrative de la commune d'OULED SLIMANE.....	3
I.2.2. La géologie et le relief du site :.....	4
I.2.3. Structure urbanistique du centre d'OULED SLIMANE.....	4
I.2.4. Situation climatique de la commune OULED SLIMANE	4
a) Climatologie.....	4
b) Température	5
c) Les Vents	5
d) La Pluviométrie.....	6
e) L'humidité	6
I.3. Conclusion	6

Chapitre II : Calcul Hydrologique

II.1. Introduction	7
II.2. Choix de la période de retour	8
II.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	8
II.3.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :	9
a) Analyse des données statistiques :	9
b) Choix de la loi d'ajustement :	10
a) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	10
b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :	13
II.4. Calcul de l'intensité de pluie de 15min de durée et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :	15
II-5- Interprétation des graphes (II.1 et II.2) :	16
II.4.Conclusion :	16

Chapitre III : Calcul de Base

III.1. Introduction	18
III.2. Situation démographique.....	18
III.3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	18
III.4. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	19
III.4.1. Systèmes fondamentaux :	19

SOMMAIRE

a) Système séparatif :	19
b) Système unitaire :	19
c) Système pseudo séparatif :	20
III.5. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	23
III.5.1. Coefficient de ruissellement pondéré :	23
III.5.2. Calcul de la densité partielle :	23
III.5.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :	23
III.6. Evaluation des débits des eaux usées :	25
III.6.1. Nature des eaux usées à évacuer :	25
a) Les eaux usées d'origine domestique :	25
b) Eaux des services publics :	26
c) Eaux usées industrielles :	26
III.6.2. Estimation des débits des eaux usées :	26
III.6.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques :	26
a) Evaluation du débit moyen journalier :	26
b) Evaluation du débit de point:	27
c) Calculé à partir du débit moyen journalier :	27
III.7. Evaluation des débits des eaux pluviales :	30
III.7.1. Le bassin versant	30
a) . Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	30
III.7.2 Méthode rationnelle :	30
a) Hypothèses De La Méthode Rationnelle	31
b) validité de la méthode rationnelle	31
c) Temps de concentration	31
III.7.3 Méthode superficielle :	32
a) Validité de la méthode superficielle :	33
III.7.4 Choix de la méthode de calcul :	33
III.8. Calcul des débits pluviaux :	33
III.8.1. Calcul des coefficients a (f) et b (f) :	33
III.9. Dimensionnement du réseau :	35
III.9.1. Présentation du module Réseaux D'assainissement du logiciel COVADIS :	35
a) COVADIS :	35
III.9.2. Méthodologie :	36
III.10. les étapes de dimensionnement de réseau d'assainissement par logiciel COVADIS :	37
III.10.1. Chargement point topographie sur covadis :	37
III.10.2. Modèle numérique de terrain (MNT) :	37
III.10.3 Affichage la barre d'outil de l'assainissement :	38

SOMMAIRE

III.10.4 Choix du calque de L'MNT :	39
III.10.5 Le dessin et la saisie des canalisations :	39
III.10.6. Le dimensionnement du réseau :	42
III.10.7 Profils en long des canalisations :	44
III.10.9. Habillage et légende du plan	45
III.10.10. L'ensemble des canalisations peut être modélisé en 3D.....	46
III.11. Contrôle du calcul de débit par Covadis :	46
III.12. Conclusion :	46

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

IV.1. Introduction:	48
IV.2. Conditions d'implantation des réseaux :	48
IV.3. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	48
IV.3.1. Formule de CHEZY	49
IV.3.2. Formule de MANNING :	49
IV.3.3. Formule de MANNING-STRICKLER	49
IV.3.4. Mode de calcul	51
IV.3. Contrôle du calcul des diamètres, débit à pleine section et la vitesse à pleine section par Covadis :	55
IV.4. Les déversoirs d'orage :[11]	57
a) Les types des déversoirs :	57
b) Dimensionnement du déversoir d'orage :	57
c) Mode de calcul :	58
d) Dimensionnement du DO :	58
IV.5. Conclusion :	61

SOMMAIRE

Chapitre V : Réalisation Devis quantitatif et estimatif

V.1. Introduction	63
V.2. Emplacement des canalisations :.....	63
V.3. Exécution des travaux :	63
V.4. Décapage de la couche de terre végétale :.....	63
V.5. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :	64
V.6. Exécution des tranchées et les regards	64
V.6.1. Profondeur de la tranchée.....	64
V.6.2. Largeur de la tranchée	65
V.7. Aménagement du lit de sable :	65
V.8. Pose des canalisations en tranchées :	65
V.8.1. Mise en place des conduites.....	66
V.8.2. Assemblage des conduites :.....	66
V.8.3. Essais sur les joints et les canalisations.....	67
V.8.4. Essais des tuyaux préfabriqués :.....	67
V.8.4.1. Essais d'étanchéité :	67
V.9. Confection des joints :.....	67
V.10. Réalisation des regards :.....	67
V.11. Remblaiement et compactage des tranchées :.....	67
V.12. Devis quantitatif et estimatif	68
V.12.1. Détermination des différents volumes :.....	68
a) Volume de la couche de terre végétale :	68
b) Volume des déblais des tranchées :	68
c) Volume du lit du sable :.....	68
d) Volume occupé par les conduites :	69
e) Volume du remblai :	69
f) Volume excédentaire :	69
V.12.2. Réalisation Devis quantitatif et estimatif:	69

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Température min, max et moyenne mensuelle. (ANRH)	5
Tableau I. 2 : les variations concernant les vitesses moyennes mensuelles et annuelles. (ANRH)	5
Tableau I. 3 : Caractéristiques de la station d'Oued Chair. (ANRH).....	6
Tableau I. 4 :les variations concernant les vitesses moyennes mensuelles et annuelles. (ANRH) .	6
Tableau II. 1: précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de oued chair.....	9
Tableau II. 2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	12
Tableau II. 3: Caractéristiques de l'échantillon	13
Tableau II. 4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	15
Tableau III. 1: Répartition de la population à différents horizons de calcul	18
Tableau III. 2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	22
Tableau III. 3: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	22
Tableau III. 4: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	22
Tableau III. 5: Nombre d'habitants	24
Tableau III. 6: Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.	28
Tableau III. 7: Détermination des débits de pointes d'eaux usées.	28
Tableau III. 8: Domaines de validité de la méthode de Caquot pour le logiciel Covadis.....	33
Tableau III. 9: Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin	35
Tableau IV. 8 : Paramètre de sous bassin.....	46
Tableau IV. 1: Paramètres hydrauliques des collecteurs.....	53
Tableau IV. 2: Paramètres des regards	56
Tableau IV. 3 : les données de base.	58

Liste des Figures

Figure I. 1 : Situation géographique de la commune d'OULED SLIMANE (google maps).	3
Figure I. 2: Carte topographique de la commune d'OULED SLIMANE (Google Maps).	4
Figure I. 3: Structure urbanistique de la commune d'OULED SLIMANE (google earth).....	5
Figure II. 1: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	13
Figure II. 2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	15
Figure III. 1: système séparatif.....	19
Figure III. 2: réseau unitaire	20
Figure III. 3: réseau pseudo- séparatif.....	20
Figure III. 4 : schéma de tracer réseau d'assainissement	21
Figure III. 5: coefficients de ruissellement pour COVADIS.	22
Figure III. 6: Paramètres de Caquot selon COVADIS	34
Figure III. 7: Calcul modélisation numérique de terrain (MNT).....	38
Figure III. 8: Choix de calque MNT.	39
Figure III. 9: Fenêtre de création d'une canalisation	40
Figure III. 10: Fenêtre de propriétés des tronçons	41
Figure III. 11: fenêtre de propriétés des bassins versants.	41
Figure III. 12: résultat sur bassin versants.....	42
Figure III. 13: résultat sur assemblage.	43
Figure III. 14: résultat sur Débits/ Sections.....	43
Figure III. 15: extrait de profile en long.....	44
Figure III. 16. 12: habillage de réseau.....	45
Figure III. 16. 12: habillage de réseau.....	45
Figure IV. 1: Dimensionnement réseau EP/EU	50
Figure IV. 2: choix de méthode de calcul.....	51
Figure IV. 3: ouvrage de rejet vu de face	60
Figure IV. 4: ouvrage de rejet vu en long.....	61
Figure V. 1: Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite	65
Figure V. 2: pose de la canalisation	66
Figure V. 3: fenêtre pour extrait le Devis.....	69

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau est vitale pour la vie sur terre, il est de notre devoir de la protéger et de l'utiliser De manière rationnelle.

L'assainissement il s'agit d'un processus essentiel qui englobe la collecte, l'évacuation Des eaux usées et pluviale tout en minimisant les risques d'inondation.

Une approche intégrée comprenant une étude hydrologique et le dimensionnement du Système d'évacuation est essentiel

Auparavant, les dimensions du réseau de manière traditionnelle, mais actuellement, en Utilisant l'outil COVADIS la méthode est efficace pour calculer les dimensions du Réseau.

Chapitre I: Présentation de la région d'étude

I.1. Introduction

Avant tout projet d'assainissement d'eaux usées, on doit effectuer une présentation du site.

En effet, chaque site présente des spécificités liées à l'assainissement à savoir :

- ❖ Les données naturelles du site (topographie, climat, géographique...).
- ❖ Les données relatives au développement futur de l'agglomération.

La représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude de conception et de gestion des réseaux d'assainissement de village commune d'Ouled Slimane.

I.2. Présentation de la région d'étude

I.2.1. Situation géographique et administrative de la commune d'Ouled Slimane.

La commune d'Ouled Slimane est l'une des 47 communes de la wilaya de M'sila, issue de découpage administrative de 1985. Administrativement elle appartient à daïra de **Ben Srour**, elle se localise vers 20 km au sud du siège de la daïra et constitue ainsi une zone de transition entre M'sila et la wilaya de Biskra à la route nationale N° 46.

Géographiquement la commune est située au sud de la Wilaya de M'sila. Elle est limitée de l'est et au sud par les limites de la wilaya de Biskra, au nord la commune de Zarzour (wilaya de M'sila) à l'ouest les communes de Mohamed Boudiaf et la ville de Bensrour (wilaya de M'sila).

Le chef-lieu de la commune (appelé centre d'Ouled Slimane) repose sur une superficie de l'ordre de 126 hectares pour un périmètre d'intervention de l'ordre de 06 kilomètres.



FIGURE I. 1 : SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE D'OULED SLIMANE (GOOGLE MAPS).

I.2.2. La géologie et le relief du site :

Notre zone d'étude est caractérisée par un relief plus au moins ondulé. Et la géologie la commune d'Oued Slimane est située dans le cadre des formations géologiques homogènes récentes dans les rochers sédimentaires.

I.2.3. Structure urbanistique du centre d' Ouled Slimane

Le centre d' Ouled Slimane se longe le long de la RN 46 sur une longueur de l'ordre de 1,76 km. Il a une structure urbaine de part et d'autre de la RN 46 et une servitude de l'ordre de 250 m. De part et d'autre de la RN46. Puis une structure sub- urbaine à rural juste après Cette servitude puis complètement rurale où l'agglomération est sous forme de groupement de maisons isolées

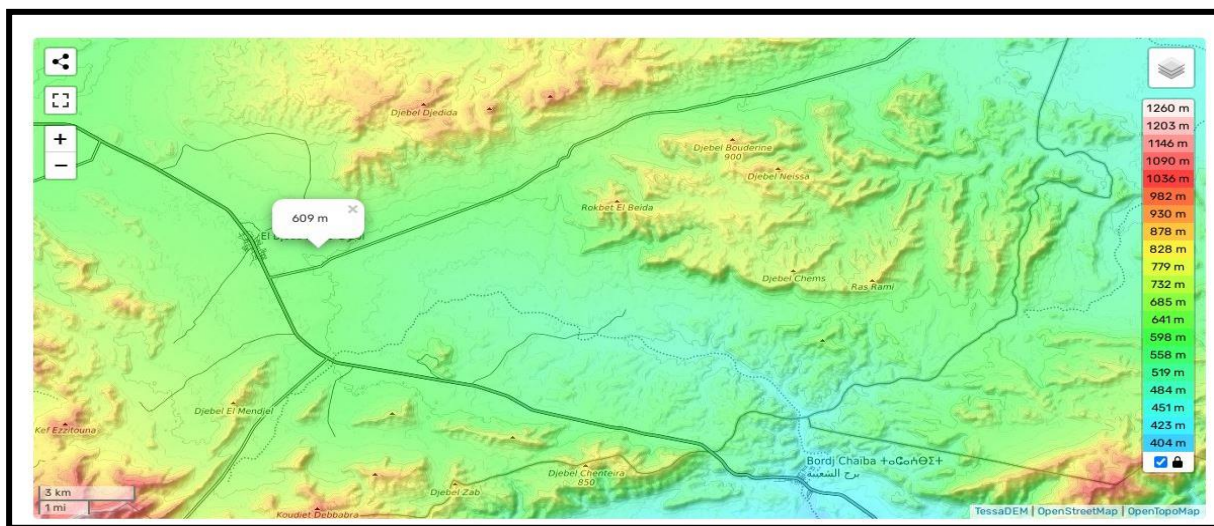


FIGURE I. 2: CARTE TOPOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE D' OULED SLIMANE (GOOGLE MAPS).

I.2.4. Situation climatique de la commune d' Ouled Slimane

a) Climatologie

Pour fournir les caractéristiques climatiques au bassin étudié, nous avons utilisé les données météorologiques enregistrées à la station d'Oued Slimane.

- La température de l'air
- La pluie
- Les vents
- L'humidité

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



FIGURE I. 3: STRUCTURE URBANISTIQUE DE LA COMMUNE D' OULED SLIMANE (GOOGLE EARTH).

b) Température

Les données concernant les températures relèvent toujours de la station d' Ouled Slimane

TABLEAU I. 1 : TEMPÉRATURE MIN, MAX ET MOYENNE MENSUELLE. (ANRH)

Saisois	Automne			Hiver			Printemps			Ete			Moy
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
$T_{Max}C^0$	35.1	27.3	18.1	10.1	12.3	14.3	17.2	22	30.7	38.1	40	39.4	24.50
$T_{Min}C^0$	12.1	8.5	9.7	7.8	4.6	7.4	8.2	10.5	10	11.8	18.2	16.1	10.25
$T_{Moy/M}$	23.6	17.9	13.9	8.95	8.45	10.8	12.7	12.5	20.3	24.9	29.1	27.7	17.02
$T_{Moy/S}$	7.87			2.98			4.23			8.30			

c) Les Vents

Les vents dominants sont principalement de secteur nord à sud pour la période hivernale, parfois chargés de pluie ou de neige. Par ailleurs signalons que le sirocco (vent sec et chaud) souffle en été, généralement chargé de poussière et de sable.

TABLEAU I. 2 : LES VARIATIONS CONCERNANT LES VITESSES MOYENNES MENSUELLES ET ANNUELLES. (ANRH)

MOIS	Jan.	Fév.	Mars	avril	Mai	juin	juil.	aout	sep	oct.	nov.	déc.
Vitesse (km/h)	11.2	13.1	14.3	15.8	14.4	11.6	9.63	8.95	8.95	7.36	10.4	11.4

d) La Pluviométrie

Avant d'évaluer les précipitations sur La commune d'Ouled Slimane, on a analysé les données disponibles aux stations pluviométriques d'Oued Chair.

Pour ce qui concerne les caractéristiques des précipitations annuelles sur une période de 25 ans à la station d'Oued Chair on a :

TABLEAU I. 3 : CARACTÉRISTIQUES DE LA STATION D'OUED CHAIR. (ANRH)

Station	Code	Coordonnées (Km)			Période de fonctio
Oued Chair	05-21-02	X =656.7	Y =178.65	Z =790	25 ans

e) L'humidité

Les données concernant l'humidité relèvent toujours de la station d'Oued Chair. A partir de ce tableau nous observons que l'humidité maximale est estimée à 69% le mois de février, alors que l'humidité minimale est de 32% durant le mois de juillet, ce qui donne une humidité moyenne annuelle de 54%.

TABLEAU I. 4 : LES VARIATIONS CONCERNANT LES VITESSES MOYENNES MENSUELLES ET ANNUELLES. (ANRH)

MOIS	Jan.	Fév.	Mars	avril	Mai	juin	juil.	aout	sep	oct.	nov.	déc.
Humidité %	68	69	62	61	50	40	32	38	44	56	63	63

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter La commune d'Ouled Slimane, connaître la topographie, les conditions climatiques. La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Chapitre II: Etude Hydrologique

II.1. Introduction

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

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

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

- **Les averses**

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombé en un temps Δt . [1]

II.2. Choix de la période de retour

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

II.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt . [1]

Soit :

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

Avec :

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

✚ **Moyenne des précipitations maximales journalières :**

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n X_i = 23.5 \text{ mm} \dots \dots \dots (II.3)$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 25 ans).

✚ **Ecart type $\hat{\sigma}_x$:**

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{27} (X_i - 23.5)^2}{25 - 1}} \dots \dots \dots (II.4)$$

Donc :

$$\hat{\sigma}_x = 8.80 \text{ mm}$$

✚ **Coefficient de variation :**

$$C_v = \frac{\hat{\sigma}_x}{\bar{X}} = \frac{8,42}{22,56} \dots \dots \dots (II.5)$$

Donc :

$$C_v = 0.375$$

✚ **Exposant climatique :**

Il est donné par l'A.N.R.H M'sila **b = 0,33**

b) Choix de la loi d'ajustement :

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

- Loi de GUMBEL.
- loi de GALTON ou loi log normale.

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

II.3.2. Calcul des paramètres de la loi choisie :

a) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots \dots \dots (II.6)$$

- **F(x)** : Fréquence au dépassement de la valeur de x.
- **α, x_0** : Coefficients d'ajustement.
- **x_0** : Paramètre de position (mode).
- **α** : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0.78 \times \sigma_x \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0.78 \times 8.80 = 6,864 \text{ mm}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n=25} y}{n} = \frac{14.30}{25} = 0,57 \text{ mm}$$

x_0 : Représente l'ordonnée à l'origine :

$$x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y}$$

$$x_0 = 23.5 - 6.864 * 0.57$$

$$\Rightarrow x_0 = 19.59 \text{ mm.}$$

Donc : la droite de GUMBEL devient :

$$x = 6.864 y + 19.59$$

D'ou :

$$P_{max}(P\%) = 6.864 y + 19.59$$

- Coefficient de corrélation :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} = 0.90$$

- L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max, 10\%} \Rightarrow p [27.7 < 34.1 < 40.5] = 95\%$$

*- Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

- GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations : 25

- Quantiles

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II. 2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Période de retour (T)	Probabilité(q)	Pluies max (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
500	0.9980	59.9	9.74	40.8	79.0
200	0.9950	53.8	8.02	38.1	69.6
100	0.9900	49.3	6.80	36.0	62.6
50	0.9500	38.8	4.25	30.4	47.1
10	0.9000	34.1	3.28	27.7	40.5
5	0.8000	29.2	2.41	24.5	33.9

Avec :

- **T** : période de retour (T=10ans).
- **Q** : probabilité au non dépassement.
- **XT** : précipitation maximale journalière.

Tableau II. 3: Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
• Minimum	10.5
• Maximum	50
• Moyenne	23.5
• Ecart-type	8.54
• Médiane	22.2
• Coefficient de variation (Cv)	0.365
• Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.42
• Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.73

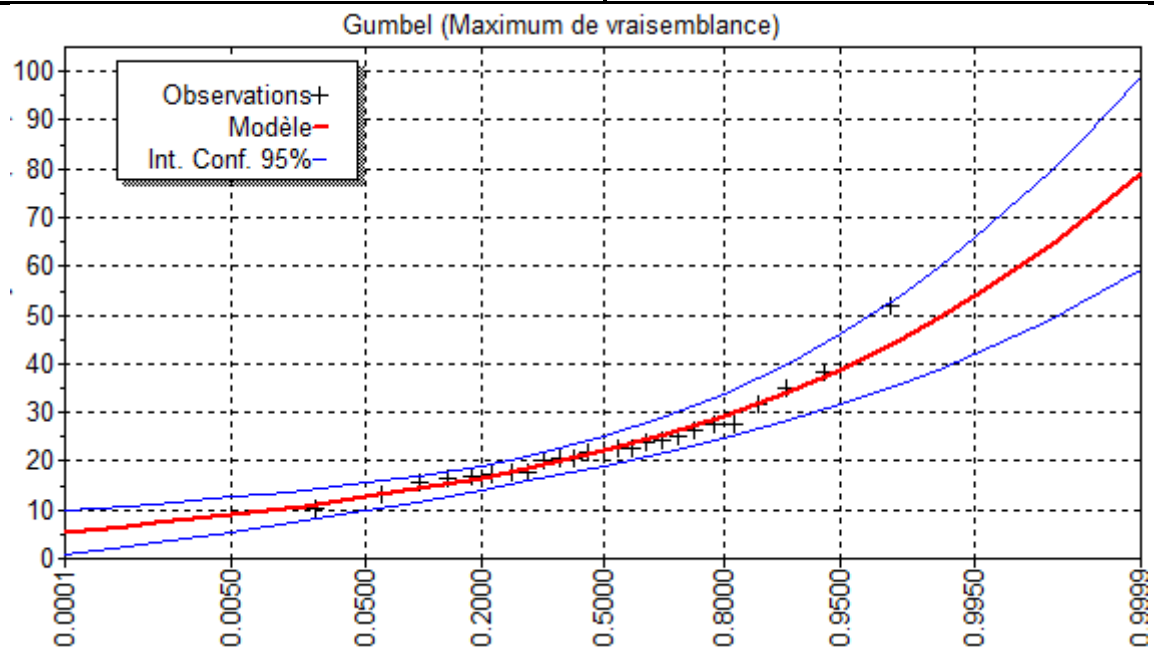


Figure II. 1: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Remarque : La corrélation est acceptable donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL

b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II. 12)$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

* La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots\dots\dots (II. 13)$$

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

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

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique. [1]

*- **Procédé d'ajustement :**

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

analytiquement par :

d'ou: $x_p \% = 10^{\text{Log } \bar{x} + u_p \% \sigma_{\text{Log } x}} \dots\dots\dots (II. 13)$

* **L'intervalle de confiance du quantile :**

- P_{maxj} (10%) : 29.8 < 34.3 < 38.9 = 95% (voir tableau N.4)

a- Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 25.

Quantiles :

- $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)
- $T = 1 / (1-q)$

Tableau II. 4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
2000	0.9995	51.5	4.4	42.9	60.1
1000	0.999	49.8	4.17	41.6	58
200	0.995	45.4	3.6	38.3	52.5
100	0.99	43.3	3.34	36.7	49.8
50	0.98	40.9	3.05	35	46.9
20	0.95	37.4	2.65	32.3	42.6
10	0.9	34.3	2.33	29.8	38.9
5	0.8	30.6	2	26.7	34.5

Avec :

- T : période de retour (T=10ans).
- Q : probabilité au non dépassement.
- XT : précipitation maximale journalière.

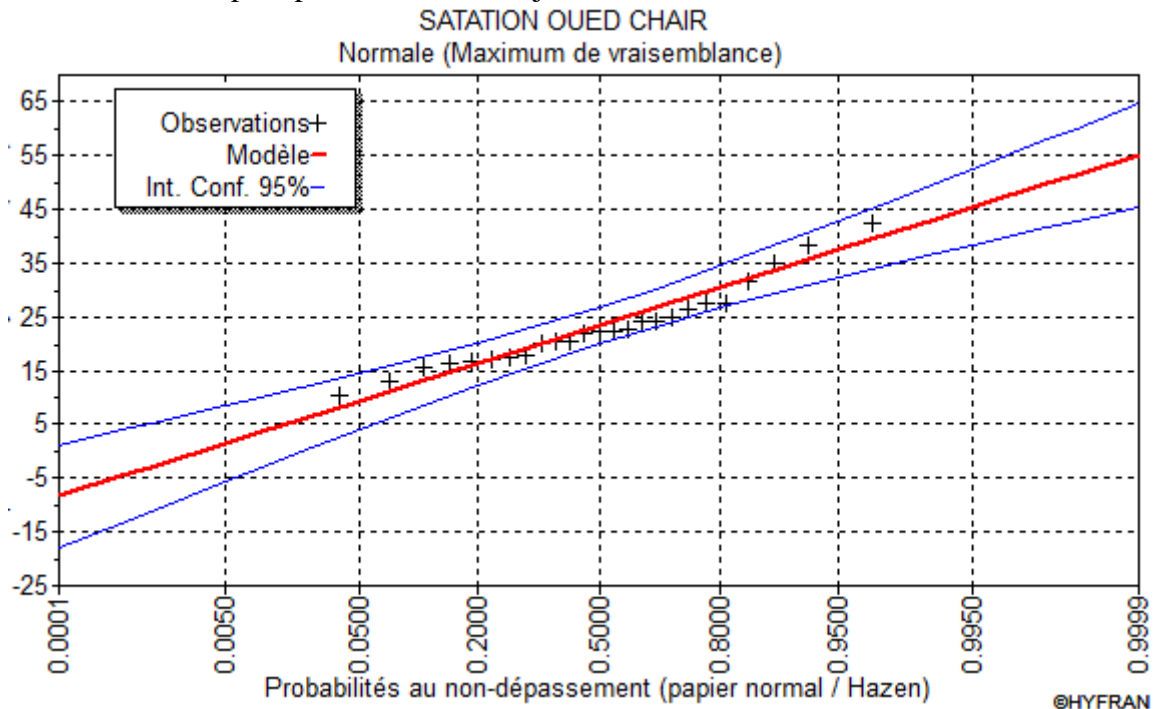


Figure II. 2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

II.4. Calcul de l'intensité de pluie de 15min de durée 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 :

$$I_t(15min)(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots \dots \dots (II. 14)$$

- $I_t(15min)(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).
- $I_{24}(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.
- t : durée de l'averse en heures, $t = 0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.
- b : Exposant climatique de la région (b=0,33) qui est donné par l'ANRH (M'Sila).

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

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

D'après la loi de GUMBEL :

$$I_{15min,10\%} = \frac{34.1}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,67} = 30.24 \Rightarrow I_{15min,10\%} = 30.24 \text{ mm/h}$$

a- D'après la loi de GALTON :

$$I_{15min,10\%} = \frac{34.3}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,67} = 30.42 \Rightarrow I_{15min,10\%} = 30.42 \text{ mm/h}$$

II-5- Interprétation des graphes (II.1 et II.2) :

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

II.4.Conclusion :

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

D'après la droite de GALTON qui est la meilleure loi d'ajustement de précipitation maximale journalière, il a été conclu la valeur $I_{15min (10\%)} = 30.42 \text{ mm/h}$. Pour le dimensionnement optimal de notre réseau il convient de retenir la valeur donnée par la loi de GALTON qui est ($I_{15min (10\%)} = 30.42 \text{ mm/h}$).

Chapitre III: Calcul De Base

III.1. Introduction

Dans ce chapitre on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de la détermination du nombre d'habitants pour L'horizon 2048, le choix du système de réseau et du schéma. Le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.2. Situation démographique

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

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

Avec :

- P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.
- P_0 : Nombre d'habitants actuellement
- T : taux d'accroissement égale d'après l'APC
- N : écart d'années entre les deux horizons (2023-2048) $N = 25$ ans.

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

Année	Nombre D'habitant	Taux D'accroissement
2023	2702	3
2026	3132	3
2048	5657	3

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

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

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

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. [2]

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

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

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.
- Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :
 - Système unitaire.
 - Système séparatif.
 - Système pseudo séparatif. [2]

III.4.1. Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections En charge. On distingue :

a) Système séparatif :

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

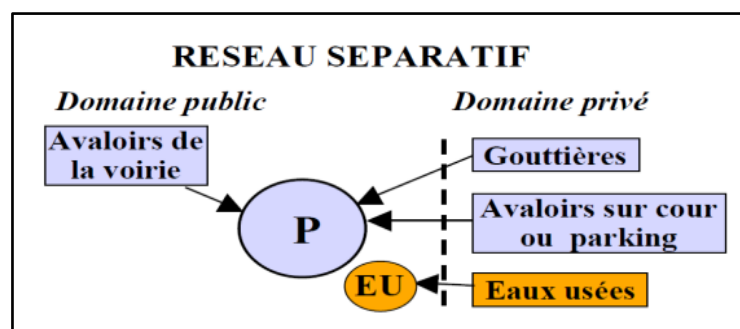


Figure III. 1: système séparatif

b) Système unitaire :

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

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

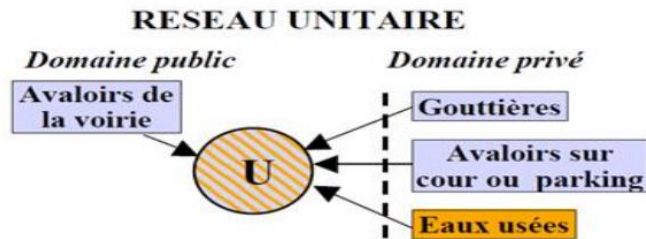


Figure III. 2: réseau unitaire

c) Système pseudo séparatif :

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

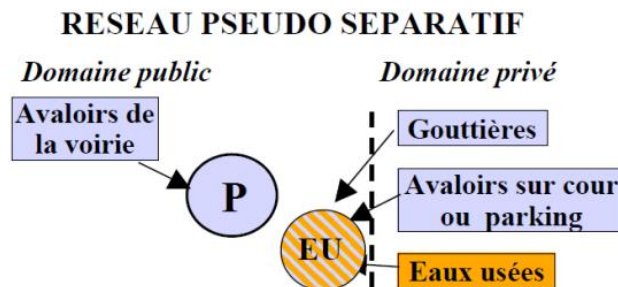


Figure III. 3: réseau pseudo- séparatif

III.4. Choix du système d'évacuation :

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

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

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire.

III.5. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public. [3]

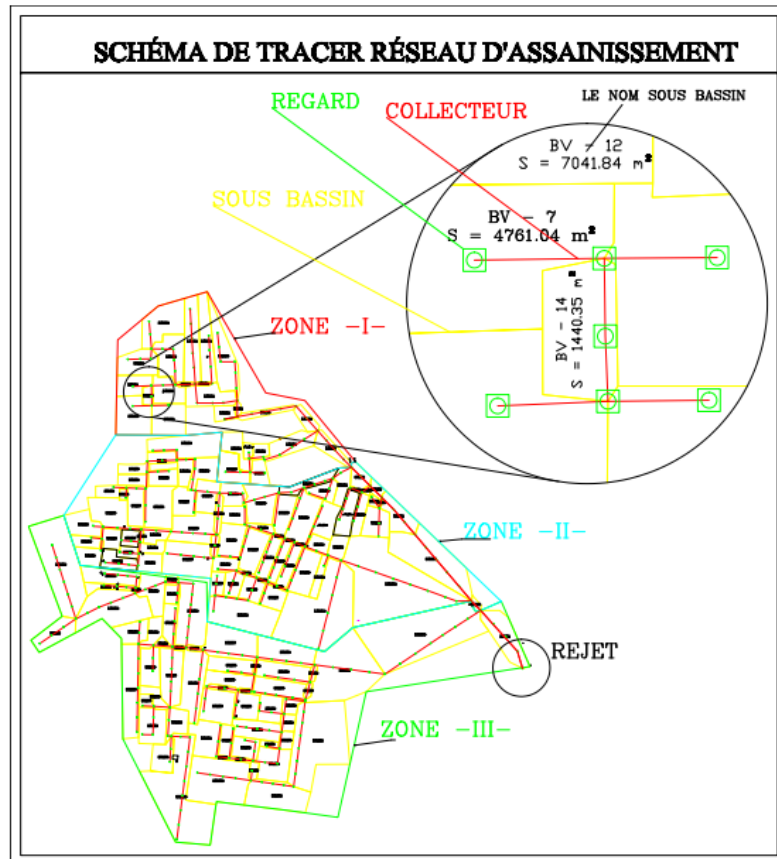


Figure III. 4 : schéma de tracer réseau d'assainissement

III.7. Choix du coefficient de ruissellement :

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

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

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

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

Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air. [4]

Tableau III. 2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

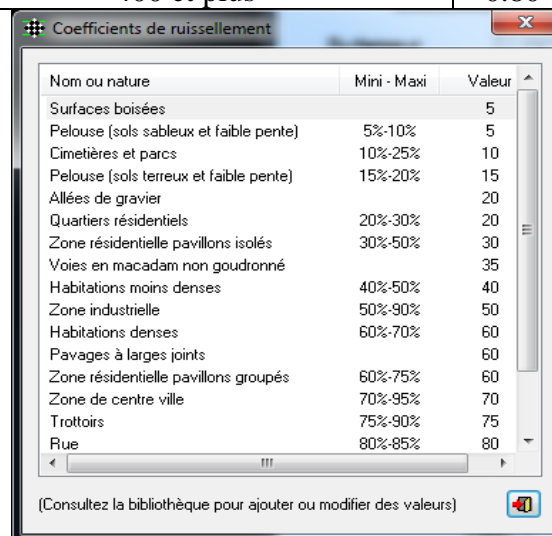
Catégorie d'urbanisation	Cr
• Habitations très denses	0.90
• Habitations denses	0.60 – 0.70
• Habitations moins denses	0.40 – 0.50
• Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
• Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Tableau III. 3: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

Tableau III. 4: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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



Nom ou nature	Mini - Maxi	Valeur
Surfaces boisées		5
Pelouse (sols sableux et faible pente)	5%-10%	5
Cimetière et parcs	10%-25%	10
Pelouse (sols terreux et faible pente)	15%-20%	15
Allées de gravier		20
Quartiers résidentiels	20%-30%	20
Zone résidentielle pavillons isolés	30%-50%	30
Voies en macadam non goudronné		35
Habitations moins denses	40%-50%	40
Zone industrielle	50%-90%	50
Habitations denses	60%-70%	60
Pavages à larges joints		60
Zone résidentielle pavillons groupés	60%-75%	60
Zone de centre ville	70%-95%	70
Trottoirs	75%-90%	75
Rue	80%-85%	80

(Consultez la bibliothèque pour ajouter ou modifier des valeurs)

Figure III. 5: coefficients de ruissellement pour COVADIS.

III.5. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

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

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

III.5.1. Coefficient de ruissellement pondéré :

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

$$\Rightarrow C_{rp} = \frac{71.78}{90.57} = 0.79$$

$$C_{rp} = 0.79$$

Avec :

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

III.5.2. Calcul de la densité partielle :

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

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

Avec :

- D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).
- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- P : Population globale à l'horizon de calcul.
- A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

III.5.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (III. 4)$$

Avec :

- D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).
- P : Population partielle du sou bassin considéré.
- A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Tableau III. 5: Nombre d'habitants

NOM	Surface (HA)	C%	$\sum A * C$	Di (hab/ha)	Nb habitant
BV - 1	0,97	82	0,80	64,92	63
BV - 2	0,70	87	0,61	68,22	48
BV - 3	0,06	81	0,05	63,78	4
BV - 4	0,25	94	0,23	74,01	18
BV - 5	0,25	17	0,04	13,40	3
BV - 6	0,37	17	0,06	13,40	5
BV - 7	0,48	85	0,41	67,13	32
BV - 8	0,58	82	0,47	64,25	37
BV - 9	0,05	88	0,05	69,26	4
BV - 10	1,06	92	0,98	72,81	77
BV - 11	0,88	92	0,81	72,58	64
BV - 12	0,70	88	0,62	69,68	49
BV - 13	0,80	62	0,50	49,18	39
BV - 14	0,14	88	0,13	69,19	10
BV - 15	0,96	90	0,87	71,07	68
BV - 16	0,85	87	0,74	68,88	58
BV - 17	0,04	90	0,04	70,93	3
BV - 18	1,06	86	0,91	67,97	72
BV - 19	0,23	93	0,21	73,59	17
BV - 20	0,57	87	0,49	68,44	39
BV - 21	0,47	86	0,41	68,10	32
BV - 22	0,18	87	0,16	68,75	13
BV - 23	0,63	90	0,56	70,54	44
BV - 24	0,30	94	0,28	73,69	22
BV - 25	0,23	87	0,20	68,57	16
BV - 26	0,50	90	0,45	71,05	36
BV - 27	0,26	81	0,21	63,78	17
BV - 28	0,23	88	0,21	69,32	16
BV - 29	0,09	83	0,07	65,23	6
BV - 30	0,29	86	0,25	68,14	20
BV - 31	0,49	82	0,40	64,79	32
BV - 32	0,52	77	0,40	60,57	31
BV - 33	0,40	85	0,34	67,20	27
BV - 34	0,85	77	0,65	60,41	51
BV - 35	0,37	84	0,31	66,21	24
BV - 36	0,36	101	0,37	79,69	29
BV - 37	0,30	17	0,05	13,40	4
BV - 38	0,14	17	0,02	13,40	2
BV - 39	0,62	17	0,10	13,40	8
BV - 40	2,08	17	0,35	13,40	28
BV - 41	0,07	17	0,01	13,40	1
BV - 42	0,06	88	0,06	69,25	4
BV - 43	0,36	75	0,27	59,02	21
BV - 44	0,85	89	0,76	70,27	60

Remarque : reste résultat des tableaux sur l'annexe.

III.6. Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

III.6.1. Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue :

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

a) Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines). [4]
- *Qualité des eaux usées :*

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif .leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

- *Quantité à évacuer :*

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

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

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

b) Eaux des services publics :

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

c) Eaux usées industrielles :

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

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

III.6.2. Estimation des débits des eaux usées :

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

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. [2]

III.6.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques :

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

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

a) Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{K_r \cdot D \cdot N}{86400} \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{(III. 1)}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) .
- N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).
- D: Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.
- K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

A.N :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{0.8 \times 150 \times 5657}{86400} \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{moy.j}} = 7.85 \text{ l/s}$$

b) Evaluation du débit de point:

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy.j}} \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{(III. 2)}$$

Avec :

- Q_{pte} : Débit de pointe.
- $Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier.
- K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

c) Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$\bullet K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy.j}}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy.j}} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{(III. 3)}$$

$$\bullet K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy.j}} < 2,8 \text{ l/s}$$

Donc :

$$Q_{\text{moy.j}} = 7.85 \geq 2,8 \text{ l/s}$$

Alors :

$$\text{A.N :} \quad K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{7.85}} = 2.41$$

$$K_p = 2.41$$

Dans le tableau III.6 et le tableau III.7, on retrouve respectivement l'illustration des débits d'eaux usées des équipements et des débits d'eaux usées de pointe

Tableau III. 6: Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.

N° du S. B	Type d'équipement	Unit de mesure	Nombre de consommateur	Dotation (l/j/unit)	Débit équip rejeté (l/s)
35	CEM	Elève	400	10	0,037
138	Stade	m ²	15000	15	2,083
34	Mosquée I	Fidel	1000	20	0,185
	Ecole primaire 1	Elève	300	20	0,056
	APC	Fonctionnaire	200	15	0,028
48	Ecole primaire 2	Elève	300	20	0,056
72	salle de soin	malade	20	15	0,003
117	matico 01	m ²	1200	15	0,167
78	matico 02	m ²	788	15	0,109
26	matico 03	m ²	780	15	0,108
142	Gendarmerie	gendarme	50	20	0,009
45	clinique	malade	20	15	0,003
136	maison maintenance route	ouvrier	10	10	0,001
	Équipement	Fonctionnaire	10	15	0,001
	local commercial	local	5	15	0,001
33	Jardin	m ²	568	25	0,131
44	Parking	m ²	739	15	0,103
119	stade municipale	m ²	6254	20	1,158
56	centre cultural	Fonctionnaire	2	10	0,0002

Tableau III. 7: Détermination des débits de pointes d'eaux usées.

NOM	Surface (HA)	C	Nb habitant	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte,usé (l/s)	Qequip (l/s)	Qtotal (l/s)
BV - 1	0,97	0,82	63	0,0873	2,4	0,21		0,21
BV - 2	0,7	0,87	48	0,0664	2,4	0,16		0,16
BV - 3	0,06	0,81	4	0,0053	2,4	0,013		0,013
BV - 4	0,25	0,94	18	0,0254	2,4	0,061		0,061
BV - 5	0,25	0,17	3	0,0047	2,4	0,011		0,011
BV - 6	0,37	0,17	5	0,007	2,4	0,017		0,017
BV - 7	0,48	0,85	32	0,0444	2,4	0,107		0,107
BV - 8	0,58	0,82	37	0,0513	2,4	0,124		0,124
BV - 9	0,05	0,88	4	0,0052	2,4	0,013		0,013

NOM	Surface (HA)	C	Nb habitant	Qmoy,j	Kp	Qpte,usé	Qequip	Qtotal
				(l/s)		(l/s)		
BV - 10	1,06	0,92	77	0,1067	2,4	0,257		0,257
BV - 11	0,88	0,92	64	0,0885	2,4	0,213		0,213
BV - 12	0,7	0,88	49	0,0682	2,4	0,164		0,164
BV - 13	0,8	0,62	39	0,0544	2,4	0,131		0,131
BV - 14	0,14	0,88	10	0,0138	2,4	0,033		0,033
BV - 15	0,96	0,9	68	0,095	2,4	0,229		0,229
BV - 16	0,85	0,87	58	0,0808	2,4	0,195		0,195
BV - 17	0,04	0,9	3	0,0039	2,4	0,009		0,009
BV - 18	1,06	0,86	72	0,0997	2,4	0,24		0,24
BV - 19	0,23	0,93	17	0,0231	2,4	0,056		0,056
BV - 20	0,57	0,87	39	0,0542	2,4	0,131		0,131
BV - 21	0,47	0,86	32	0,0447	2,4	0,108		0,108
BV - 22	0,18	0,87	13	0,0174	2,4	0,042		0,042
BV - 23	0,63	0,9	44	0,0613	2,4	0,148		0,148
BV - 24	0,3	0,94	22	0,0312	2,4	0,075		0,075
BV - 25	0,23	0,87	16	0,022	2,4	0,053		0,053
BV - 26	0,5	0,9	36	0,0494	2,4	0,119	0,108	0,227
BV - 27	0,26	0,81	17	0,0233	2,4	0,056		0,056
BV - 28	0,23	0,88	16	0,0225	2,4	0,054		0,054
BV - 29	0,09	0,83	6	0,0079	2,4	0,019		0,019
BV - 30	0,29	0,86	20	0,0277	2,4	0,067		0,067
BV - 31	0,49	0,82	32	0,0438	2,4	0,105		0,105
BV - 32	0,52	0,77	31	0,0435	2,4	0,105		0,105
BV - 33	0,4	0,85	27	0,0373	2,4	0,09	0,131	0,221
BV - 34	0,85	0,77	51	0,0714	2,4	0,172	0,269	0,441
BV - 35	0,37	0,84	24	0,034	2,4	0,082	0,037	0,119
BV - 36	0,36	1,01	29	0,04	2,4	0,096		0,096
BV - 37	0,3	0,17	4	0,0055	2,4	0,013		0,013
BV - 38	0,14	0,17	2	0,0026	2,4	0,006		0,006
BV - 39	0,62	0,17	8	0,0115	2,4	0,028		0,028
BV - 40	2,08	0,17	28	0,0388	2,4	0,093		0,093

Remarque : reste des résultats sur l'annexe

III.7. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux les plus utilisées.

III.7.1. Le bassin versant

C'est la surface sur laquelle toute eau météorique qui tombe s'écoule vers un point unique appelé exutoire. C'est donc une surface hydrologiquement close. Les lignes de partage des différents bassins versants sont appelées lignes de crête. En hydrologie urbaine le bassin versant est une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine possède un exutoire.

On parle de bassin versant urbain. Le bassin versant possède plusieurs caractéristiques qui sont la surface, la pente moyenne, la longueur, la forme [5]

a) . Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Dans notre cas ; le découpage se fait selon la densité des habitants, les courbes de niveaux, les toitures, ainsi, les pentes et les contres pentes.

III.7.2 Méthode rationnelle :

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

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

$$Q_p = \alpha C_r I A \dots \dots \dots (III. 4)$$

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

a) Hypothèses De La Méthode Rationnelle

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe " Q_p " en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre. ([4])

b) validité de la méthode rationnelle

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

c) Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il :

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

- $t_1 = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{longueur}}{\text{vitesse}}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{1}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

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

Ou :

- l : Longueur de la conduite (m).
- L : Cheminement hydraulique le plus long.
- V : Vitesse d'écoulement de l'eau des la conduite.(m/s).
- I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m). ([6])

III.7.3 Méthode superficielle :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q = K_u^{\frac{1}{u}} \times I_u^{\frac{v}{u}} \times C_u^{\frac{1}{u}} \times A_u^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (III. 5)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes.

Les paramètres de la relation.

$$i(t, f) = a(f). t^{b(f)} \dots\dots\dots (III. 6)$$

Où $i(t, f)$ est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**, **i** est exprimé en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

- **Q (F)** est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en mètres cubes par seconde
- **I** : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).
- **Cr** : est le coefficient de ruissellement
- **A** : est la superficie du bassin versant (en hectares).
- **K** : est un coefficient d'expression.

$$K = \frac{0.5.b(F) .a(F)}{6,6} \dots\dots\dots (III. 7)$$

☞ **U** : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F) \dots\dots\dots (III. 8)$$

☞ **V** : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F) \dots\dots\dots (III. 9)$$

☞ **W** : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F) \dots\dots\dots (III. 10)$$

a) Validité de la méthode superficielle :

Les limites d’application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sou bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d’allongement “M“ doit être compris entre $0.8 < M < 2$.
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

Tableau III. 8: Domaines de validité de la méthode de Caquot pour le logiciel Covadis.

Libellé	Minimum	Maximum
Pente	0.002 m/m	0.05 m/m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	5ha	200 ha

III.7.4 Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface (90.57 ha), pente (0.2-5%), et coefficient de ruissellement généralement (0,79) est vue à la comparaison des deux méthodes, on opte a choisi la méthode rationnelle

III.8. Calcul des débits pluviaux :

III.8.1. Calcul des coefficients a (f) et b (f) :

L’intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule

$$i(t, f) = a(f). t^{b(f)} \dots\dots\dots (III. 11)$$

Alors que la formule de MONTANARI s’écrié comme suit :

$$I_{(t,f)} = \frac{I_{24(f)}}{60} \left(\frac{t}{24.60} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (III. 12)$$

- b : exposant climatique b=0.33
- i : intensité de pluie.

$$b(f) = b - 1 = 0,33 - 1 = -0,67$$

Calcule $a_{(f)}$:

$$a_{(f)} = \frac{I(mm/min)}{t^{b-1}} \dots \dots \dots (III. 13)$$

A.N :

$$a_{(f)} = \frac{\left(\frac{30.42}{60}\right)}{15^{0.33-1}} = 3.13$$

Donc :

- $a(f) = 3.13$
- $b(f) = -0.67$

a) Calcul des coefficients d'expressions :

- $k = \frac{0,5^{b(f)} \times a(f)}{6,6} = 0.90$
 - $\alpha = -0,41b(f) = 0.34$
 - $\beta = 1 + 0,287b(f) = 1.238$
 - $\gamma = 0,95 + 0,507b(f) = 0.756$
- $$Q(f) = 0.696 \times I^{0,321} \times C_r^{1,239} \times A^{0.755}$$

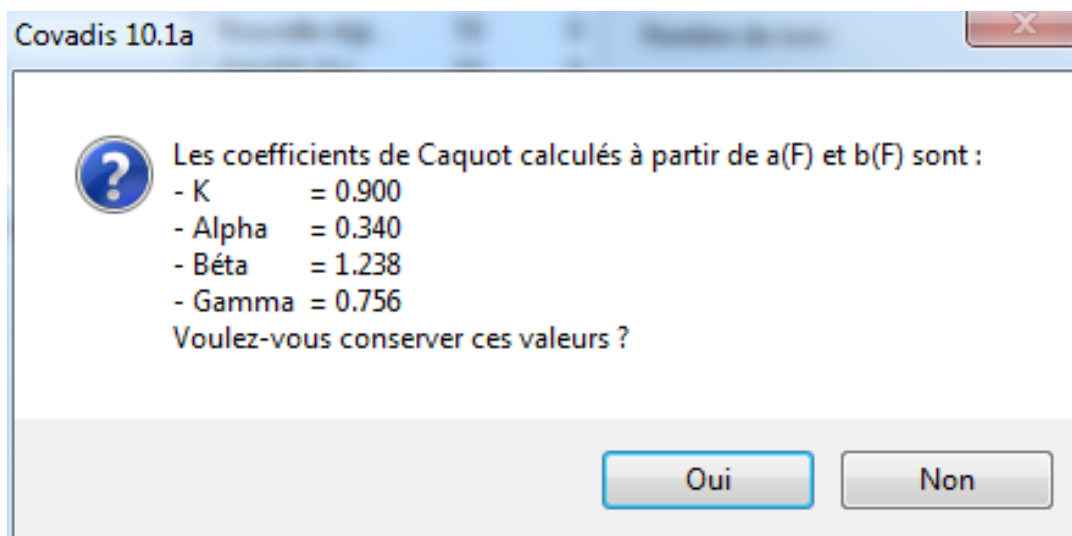


Figure III. 6: Paramètres de Caquot selon COVADIS

Tableau III. 9: Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin

Bassin en série	Bassin en parallèle
$A = \sum_{i=1}^n A_i$	$A = \sum_{i=1}^n A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$
$I_{\acute{e}q} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{\acute{e}q} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

III.9. Dimensionnement du réseau :

III.9.1. Présentation du module Réseaux D'assainissement du logiciel COVADIS :

a) COVADIS :

C'est un logiciel de topographie et de conception de projets d'infrastructure-VRD spécialement dédié aux bureaux d'études en infrastructure, aux entreprises de travaux publics, aux collectivités locales et territoriales, ainsi qu'aux cabinets de géomètres.

COVADIS permet de traiter un projet d'infrastructure de sa phase initiale (importation des données du terrain) à sa phase finale (intégration du projet en 3D, visualisation 3D, plans d'exécution, quantitatifs, métrés et bordereaux VRD).

COVADIS fonctionne sur toutes les versions d'AutoCAD postérieure.

COVADIS Regroupe, en un seul logiciel, l'ensemble des modules "métiers" exploités quotidiennement par les bureaux d'études VRD et les entreprises de BTP :[5]

- 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

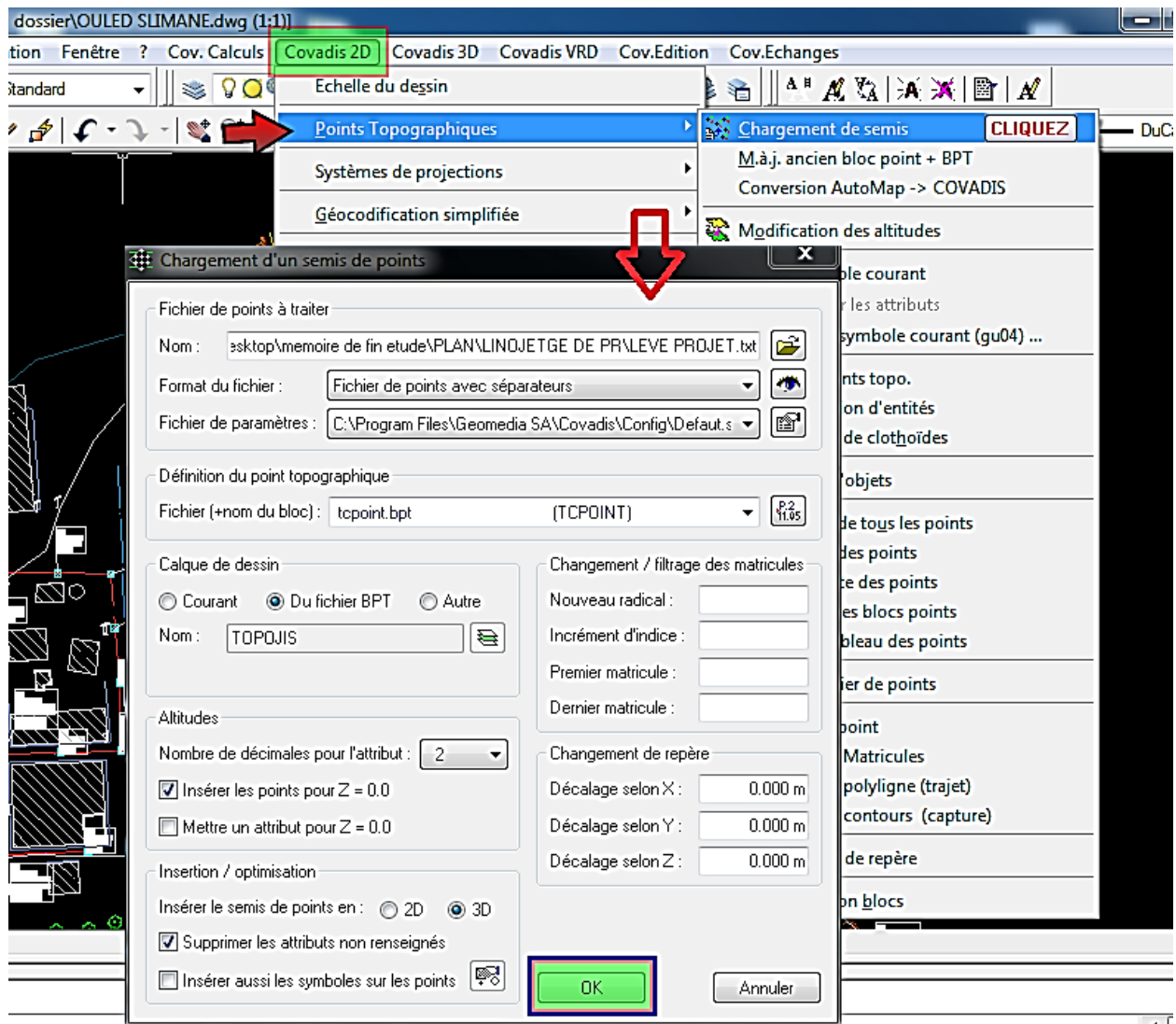
III.9.2. Méthodologie :

La démarche générale de la conception d'un projet d'assainissement consiste en :

- 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,

III.10. les étapes de dimensionnement de réseau d'assainissement par logiciel COVADIS :

III.10.1. Chargement point topographie sur covadis :



III.10.2. Modèle numérique de terrain (MNT) :

Le paramétrage général commence par la détermination du modèle numérique de terrain sur lequel sera calculés 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 fini de données.[11]

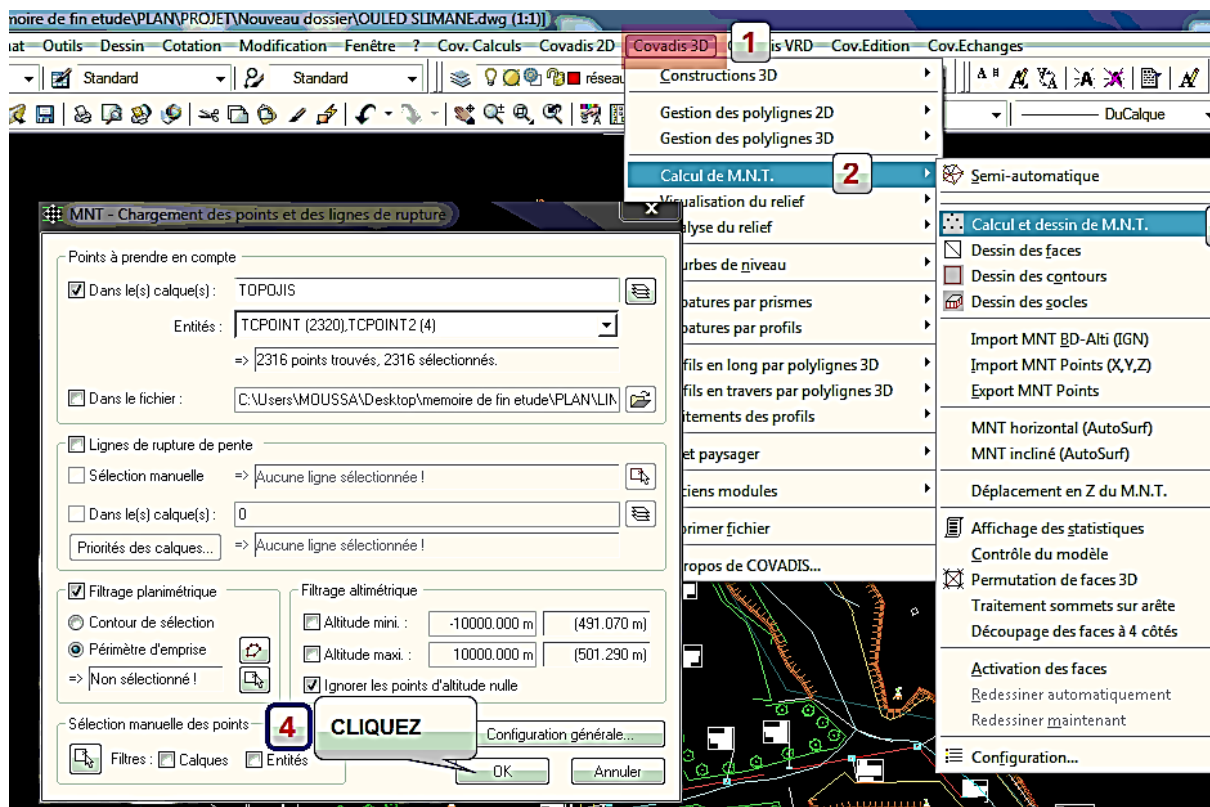
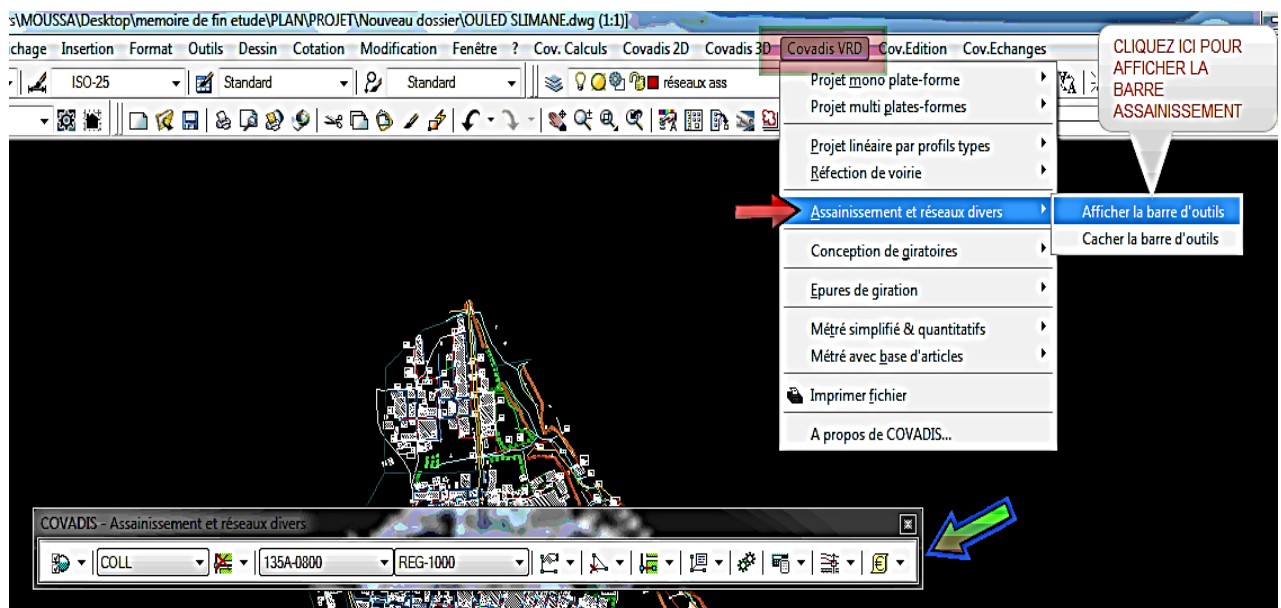


Figure III. 7: Calcul modélisation numérique de terrain (MNT)

III.10.3 Affichage la barre d'outil de l'assainissement :

*- *Fonction :*

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



III.10.4 Choix du calque de L'MNT :

NB : Surtout n'oubliez pas cette étape

On clique sur le bouton : *Paramétrage général* puis sur *choix des calques*

Comme la montre les figures ci-dessous :

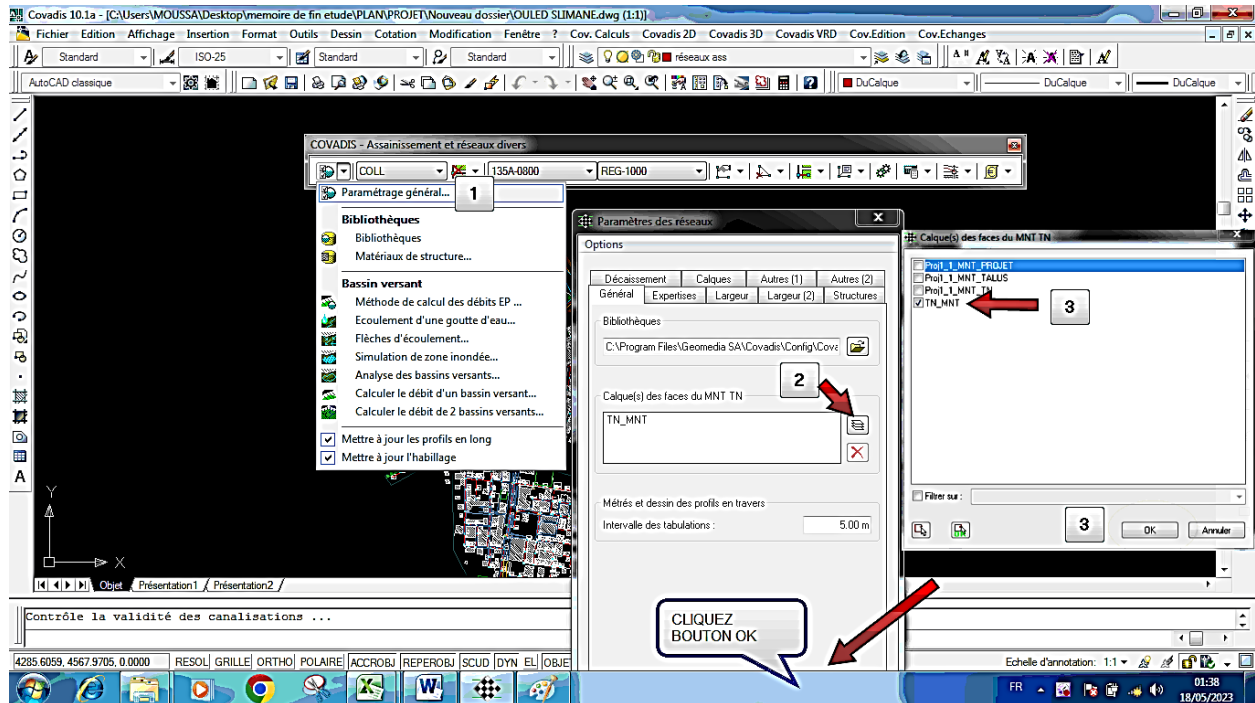


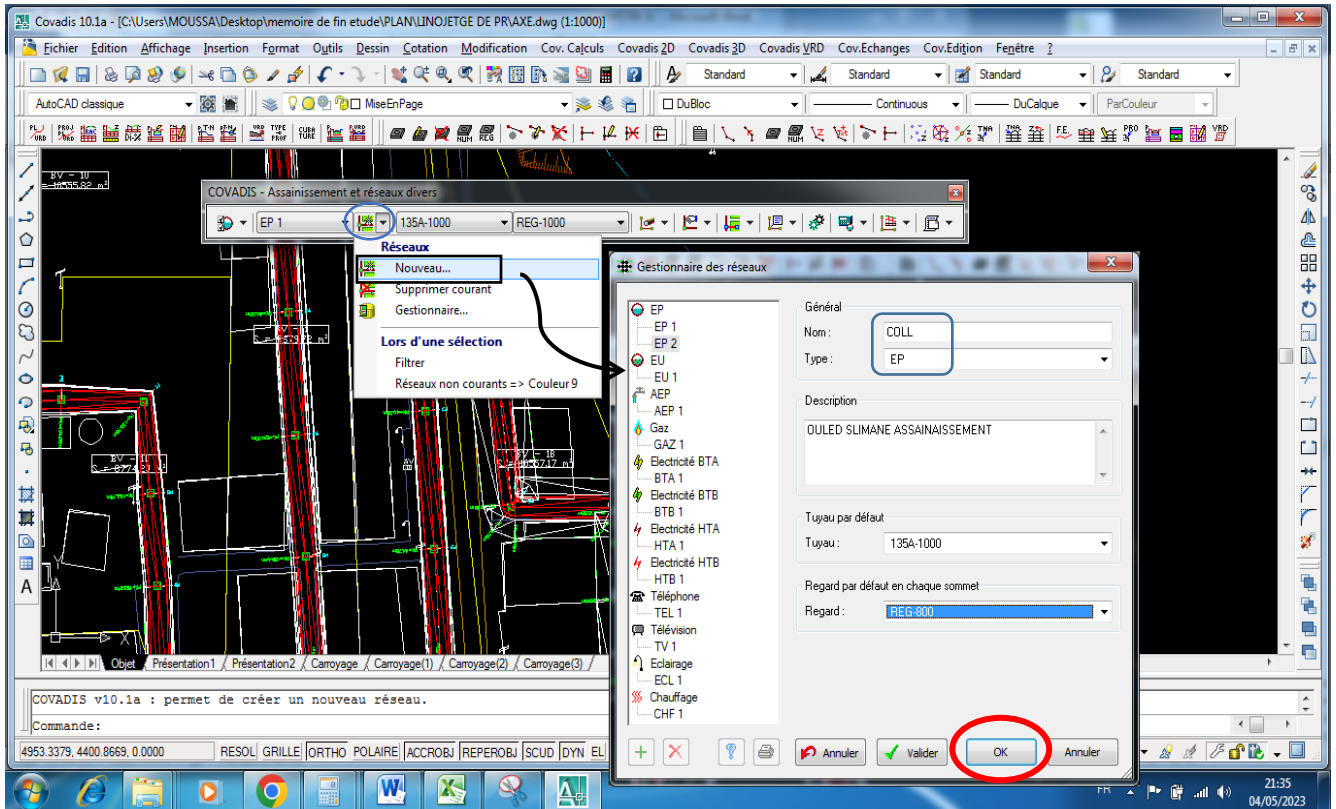
Figure III. 8: Choix de calque MNT.

III.10.5 Le dessin et la saisie des canalisations :

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.

*- 1^{er} Etape :



Etape 2 :

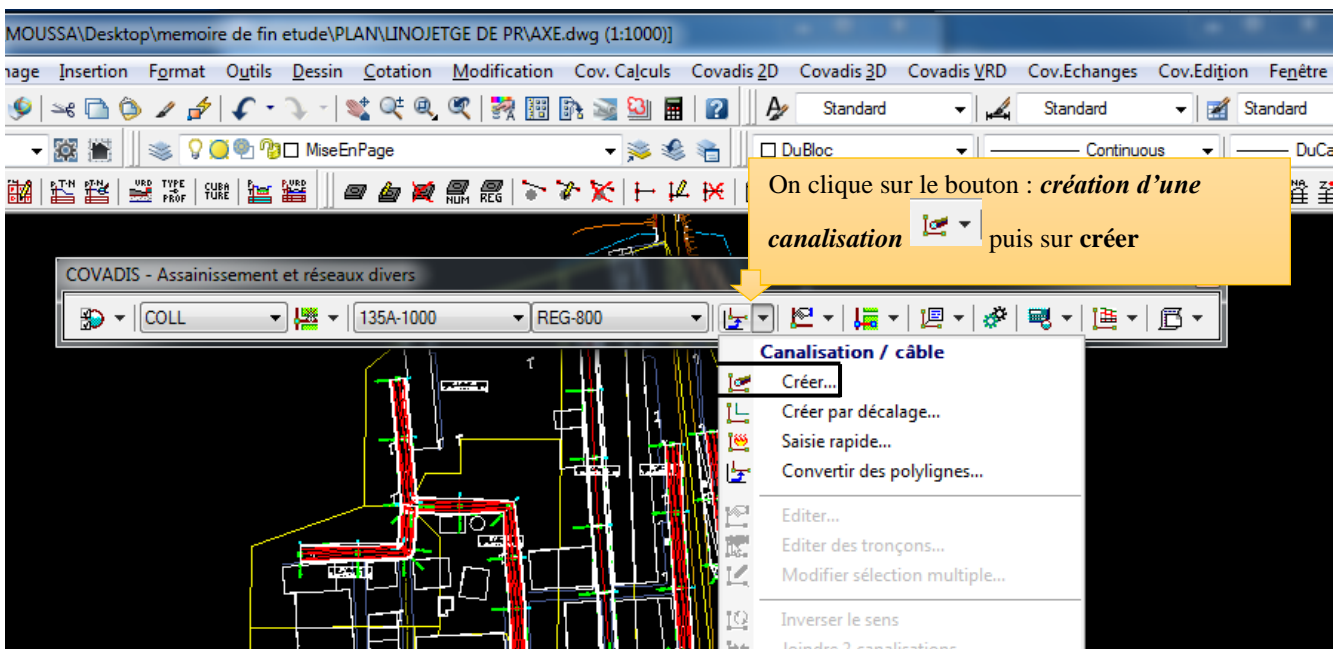


Figure III. 9: Fenêtre de création d'une canalisation

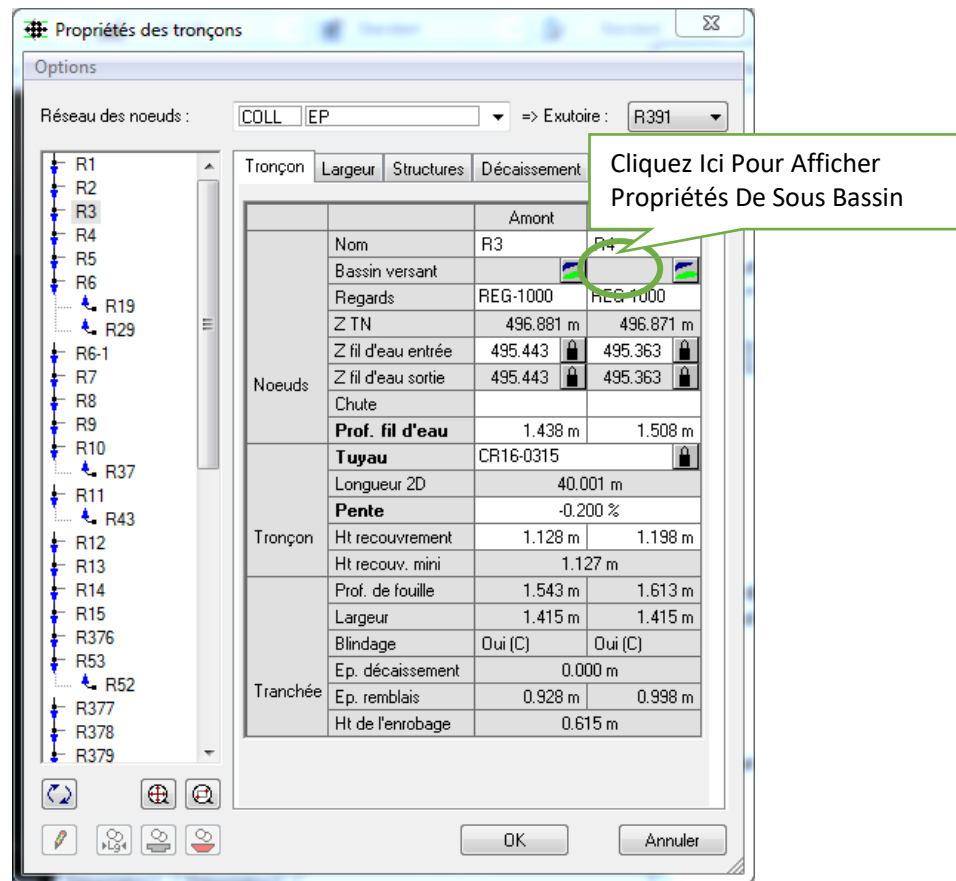


Figure III. 10: Fenêtre de propriétés des tronçons

IV.5.4 La saisie des propriétés des bassins versants aux noeuds :

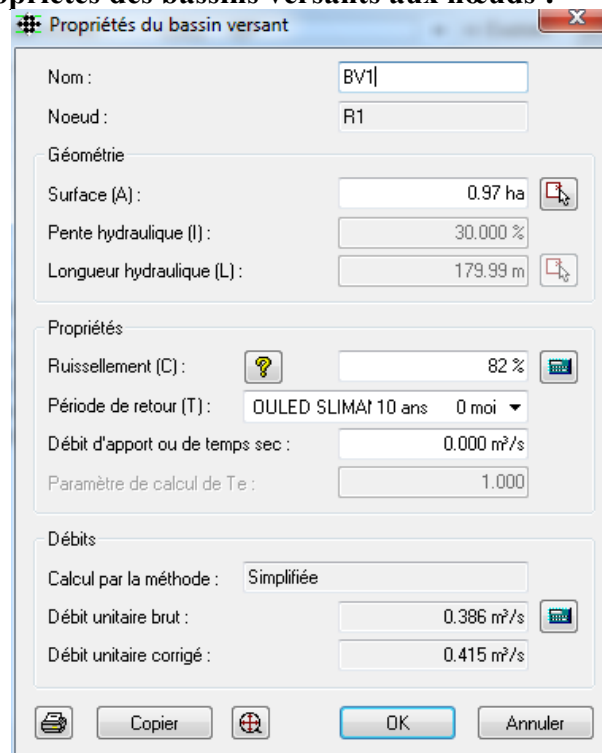


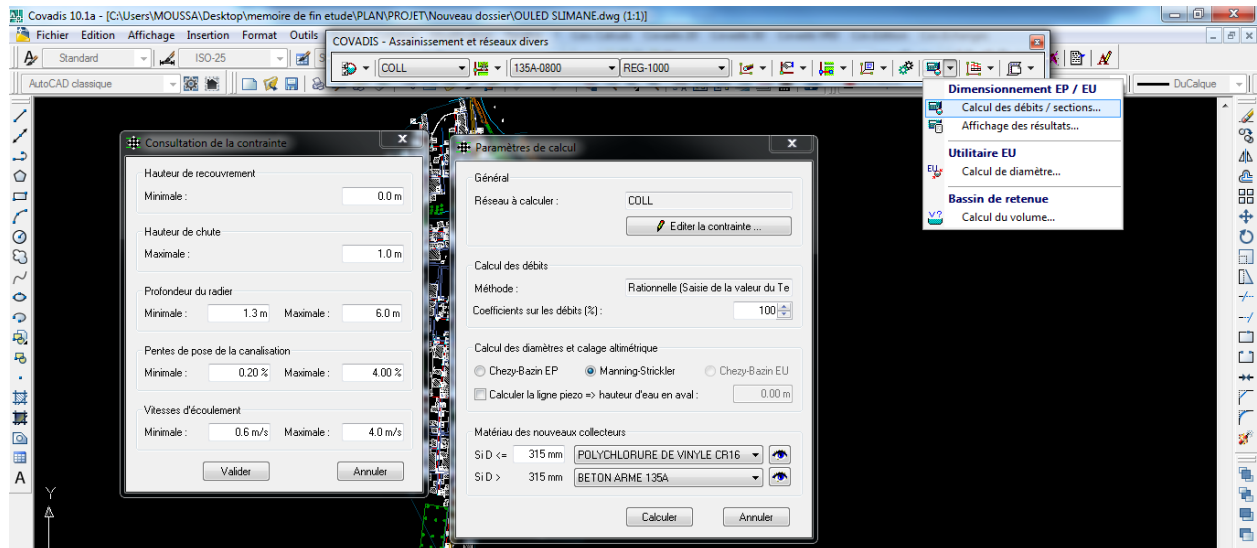
Figure III. 11: fenêtre de propriétés des bassins versants.

III.10.6. Le dimensionnement du réseau :

COVADIS calcule le coefficient de ruissellement pondéré d'un bassin versant superposé à plusieurs surfaces de coefficient de ruissellement différent.

Le logiciel réalise automatiquement l'assemblage en série ou en parallèle des bassins versants du réseau.

a- Fonction :



IV.5.6. Affichage des résultats :

a- Fonction :

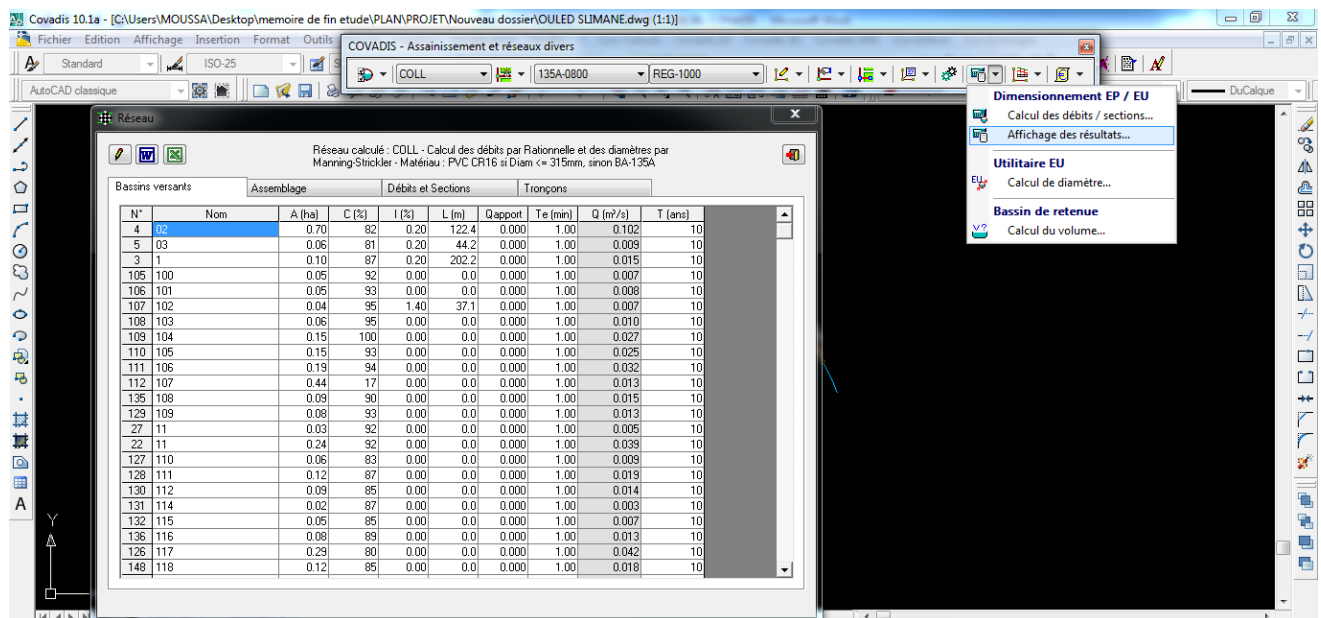


Figure III. 12: résultat sur bassin versants.

Les résultats sont alors affichés. Cette fenêtre comprend cinq menus qui sont :

*- **Le menu « Bassins versants»** Le logiciel procède à un récapitulatif de toutes les caractéristiques des bassins versants et les consigne dans un tableau. Ce dernier comprend, l'aire du bassin versant, le coefficient de ruissellement adopté, les pentes et longueurs hydrauliques, le débit d'apport, le coefficient de forme, les débits bruts et corrigés et le temps de retour.

*- **Le menu « Assemblage»** Suivant le schéma qui lui est donné, le logiciel COVADIS procède à des assemblages en parallèle ou en série de bassins versants afin de déterminer le débit équivalent.

N°	dwfunits=					
1	141	0.11	87	0.000	5.00	0.017
98	93	0.06	91	0.000	5.00	0.010
99	89	0.07	80	0.000	5.00	0.010
95	90	0.06	88	0.000	5.00	0.010
89	94	0.04	93	0.000	5.00	0.007
90	84	0.04	89	0.000	5.00	0.006
88	95	0.34	94	0.000	5.00	0.056
100	83	0.07	80	0.000	5.00	0.010
102	81	0.10	80	0.000	5.00	0.014
106	60	0.16	75	0.000	5.00	0.022
101	82	0.09	81	0.000	5.00	0.013
105	63	0.12	80	0.000	5.00	0.017
103	79	0.06	78	0.000	5.00	0.009
104	S71=(79+80)	0.14	82	0.000	5.44	0.019
107	158	0.04	82	0.000	5.00	0.006
162	142	0.09	81	0.000	5.00	0.013
80	S70=(71+72)	0.15	90	0.000	5.66	0.022
71	62	0.10	79	0.000	5.00	0.013
72	70	0.08	87	0.000	5.00	0.013
70	53	0.04	91	0.000	5.00	0.007
68	98	0.05	83	0.000	5.00	0.008
69	46	0.07	90	0.000	5.00	0.011
81	P72=(S70/S71)	0.29	86	0.000	5.95	0.040

Figure III. 13: résultat sur assemblage.

Le menu «Débits/ Sections » Il représente le dimensionnement proprement dit car recensant l'assemble des débits transitant dans les conduites. Pour chaque tronçon donc, le diamètre est évalué, la conduite équivalente choisie et les conditions d'auto curage vérifiées ainsi que les contraintes.

N°	I@111	112							
1	R392 - R248	0.017	161	CR16-0315	0.52	0.24	0.18	0.76	0.29
2	R1 - R2	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35
3	R2 - R3	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35
4	R3 - R4	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35
5	R4 - R5	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35
6	R5 - R6	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35
7	R6 - R6-1	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57
8	R6-1 - R7	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57
9	R7 - R8	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57
10	R8 - R9	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57
11	R9 - R10	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57
12	R10 - R11	0.222	522	135A-0600	0.20	0.78	0.69	1.08	0.61
13	R11 - R12	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65
14	R12 - R13	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65
15	R13 - R14	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65
16	R14 - R15	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65
17	R15 - R376	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65
18	R376 - R53	0.236	450	135A-0600	0.50	0.84	0.47	0.98	0.48
19	R53 - R377	0.311	533	135A-0600	0.20	1.10	0.97	1.14	0.79
20	R377 - R378	0.308	497	135A-0600	0.50	1.09	0.61	1.05	0.56
21	R378 - R379	0.308	497	135A-0600	0.50	1.09	0.61	1.05	0.56
22	R379 - R84	0.308	497	135A-0600	0.50	1.09	0.61	1.05	0.56

Figure III. 14: résultat sur Débits/ Sections.

III.10.7 Profils en long des canalisations :

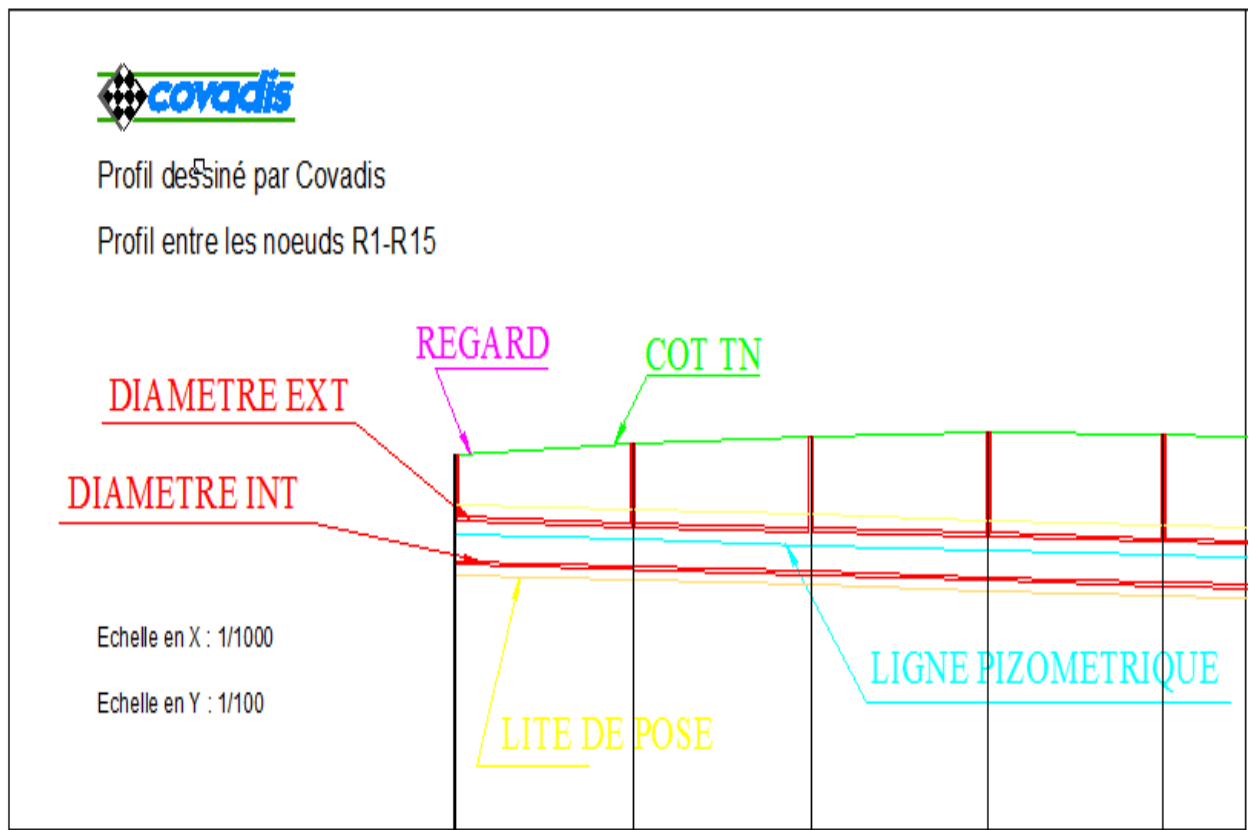
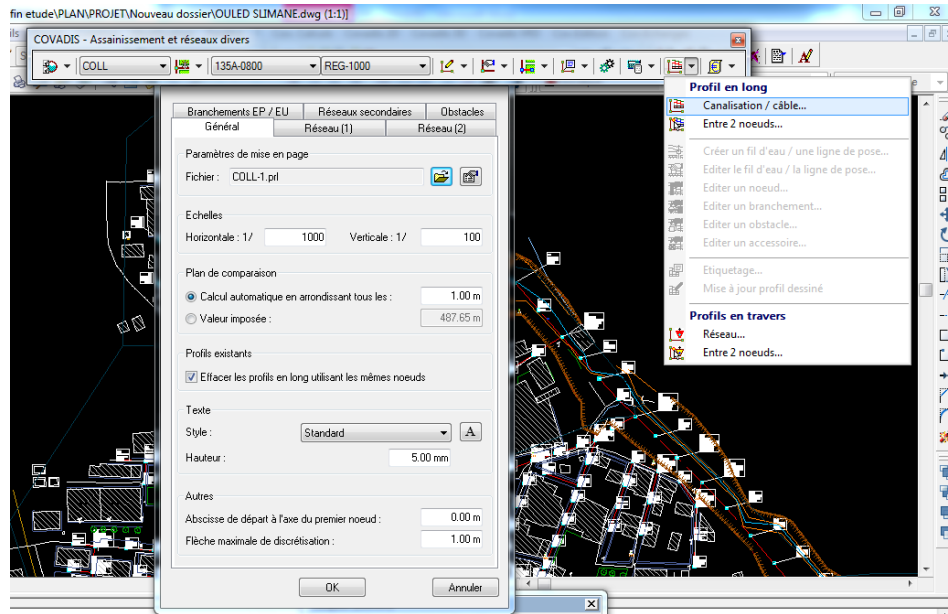


Figure III. 15: extrait de profil en long.

III.10.9. Habillage et légende 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 mises à jour suite à la modification d'un élément du réseau et peuvent être dynamiquement repositionnées.

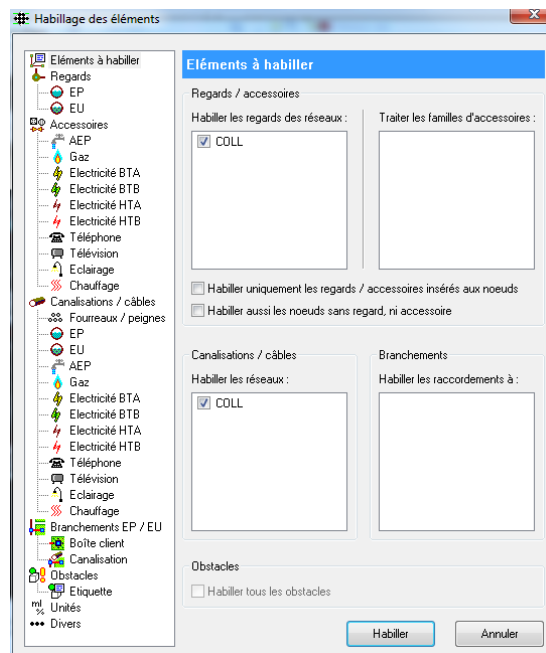
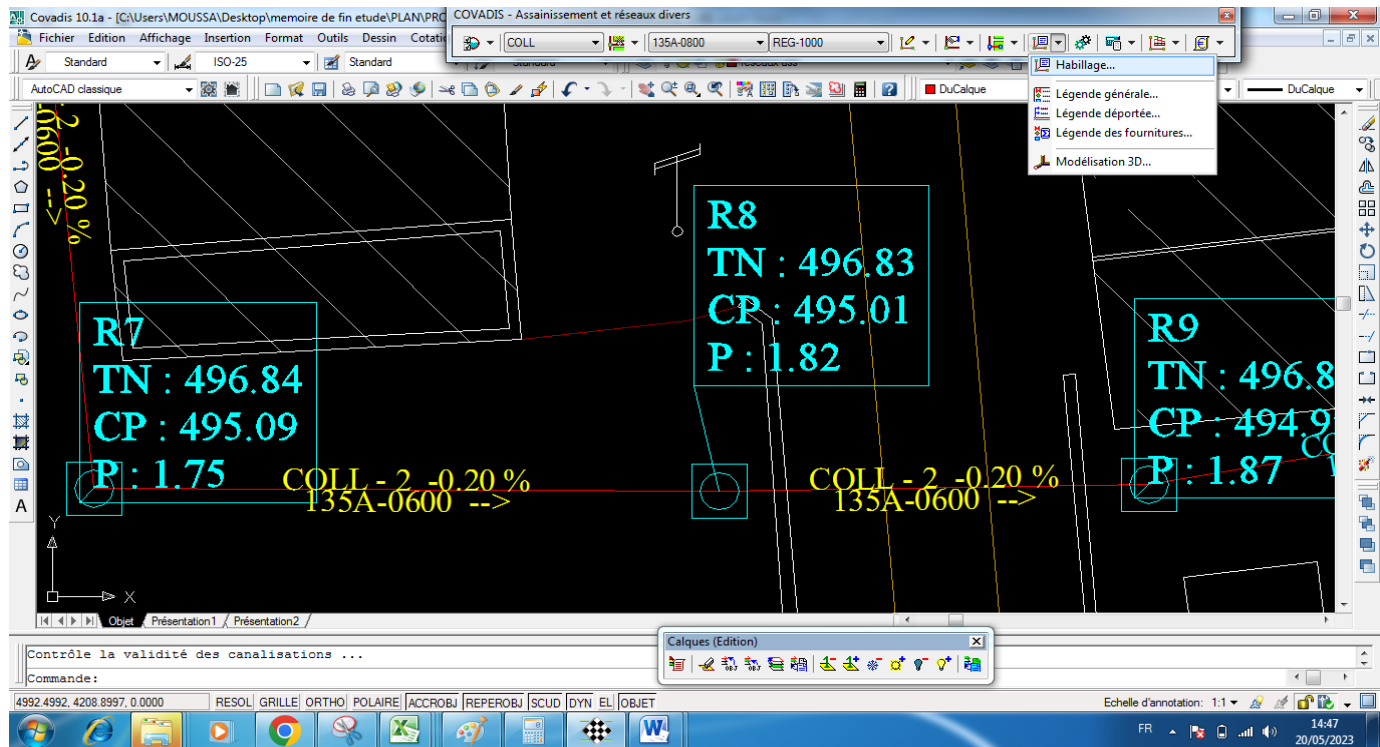
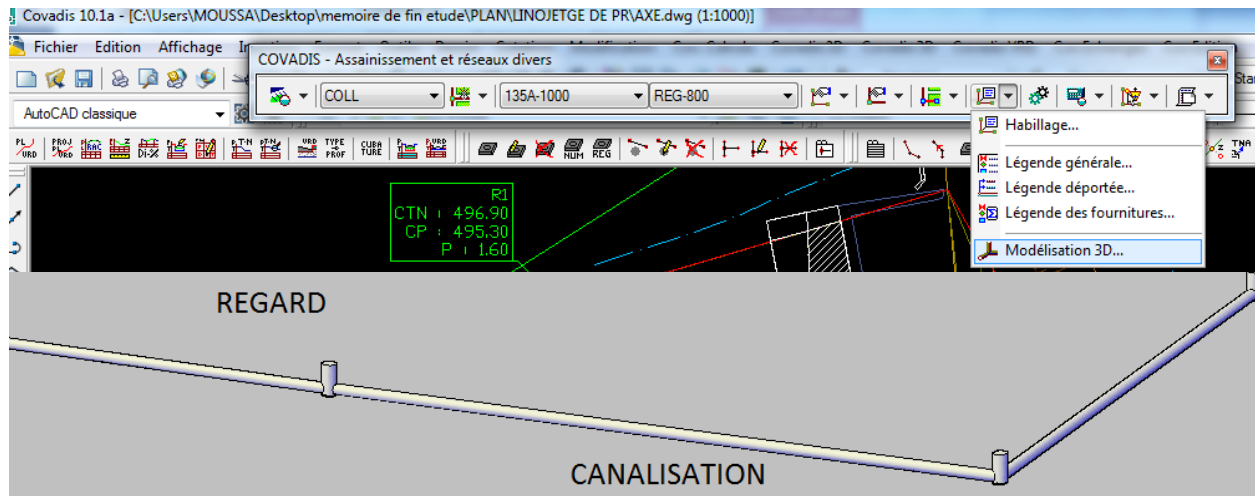


Figure III. 16. 1: habillage de réseau

III.10.10. L'ensemble des canalisations peut être modélisé en 3D.

Par ailleurs, les fossés et les canalisations d'un réseau d'assainissement peuvent être automatiquement dessinés :



III.11. 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 BV 1 (COLL-1), nous avons les paramètres suivants:

Tableau IV. 1 : Paramètre de sous bassin

Nom	BV1
- Surface (ha)	0.1
- Coefficient de ruissellement (%)	87
- Région/ville	OULED SLIMANE'MSILA'
- Période de retour	10 ans 0 mois
- t_c (min)	5
- a(f)	3.13
- b(f)	-0.67

Donc :

$$Q_1 = 0,167 \times C \times A \times a(f) \cdot t_c^{b(f)}$$

$$Q_{un1} = 0.167 \times 0.87 \times 0.1 \times 3.13 \times 5^{-0.67}$$

$$Q_{cal 1} = 0.01546 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.12. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous-bassin. On remarque que le débit d'eaux pluviales est presque négligeable par rapport au débit d'eaux usées. Par conséquent, il est crucial de faire un choix judicieux du système d'assainissement afin d'éviter le problème d'auto-curage dans le cas de débits minimum.

CHAPITRE IV : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

IV.1. Introduction:

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

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

IV.2. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de $0,002 m/m$.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. [7]

IV.3. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

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

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

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

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section.

IV.3.1. Formule de CHEZY

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (IV. 1)$$

Avec :

- I : Pente du collecteur (m/m).
- R_h : Rayon hydraulique (m).
- C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \dots\dots\dots (IV. 2)$$

γ : Coefficient de BAZIN qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

γ = 0.06 pour les collecteurs d'eaux pluviales.

γ = 0.16 pour les collecteurs d'eaux usées.

IV.3.2. Formule de MANNING :

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (IV. 3)$$

Avec :

- α : est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.
- n : coefficient de MANNING dépend des parois des conduites.
- R_h : Rayon hydraulique(m).
- I : Pente du collecteur(m/m).

IV.3.3. Formule de MANNING-STRICKLER

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (IV. 4)$$

Avec :

Rayon hydraulique :

$$R_h = \frac{\left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4}\right)}{\pi \cdot \phi} = \frac{\phi}{4} \dots \dots \dots (IV. 5)$$

- ϕ : Diamètre commercial en mètre
- K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

$$K_s = 26 \left(\frac{1}{d_{65}}\right)^{1/6} \dots \dots \dots (IV. 6)$$

Avec :

- d_{65} : est le diamètre en mètre correspondant à 65 % passant en poids.

Remarque : Dans notre étude on a opté a choisi la formule de MANNING-STRICKLER.

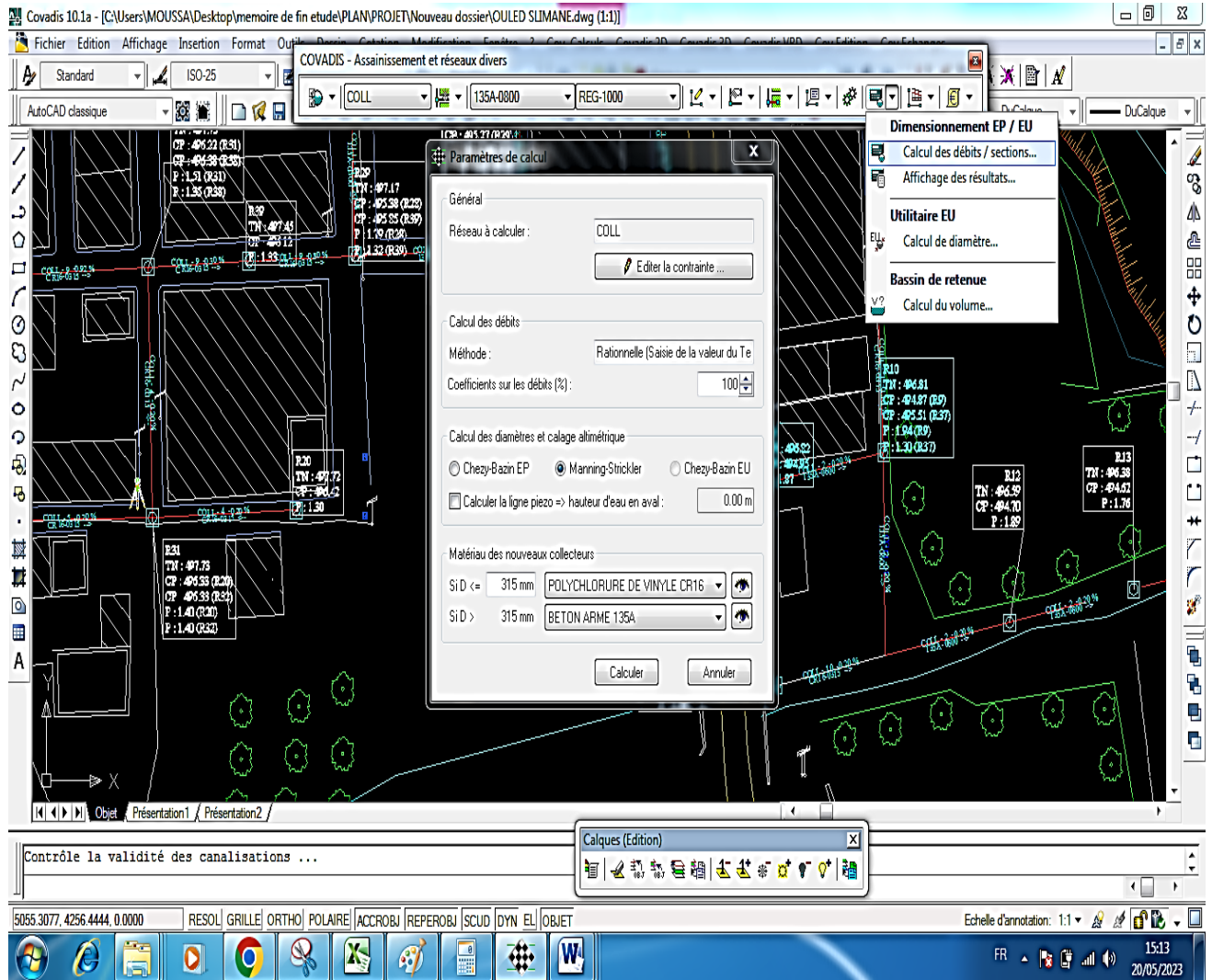


Figure IV. 2: Dimensionnement réseau EP/EU

IV.3.4. Mode de calcul

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

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

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

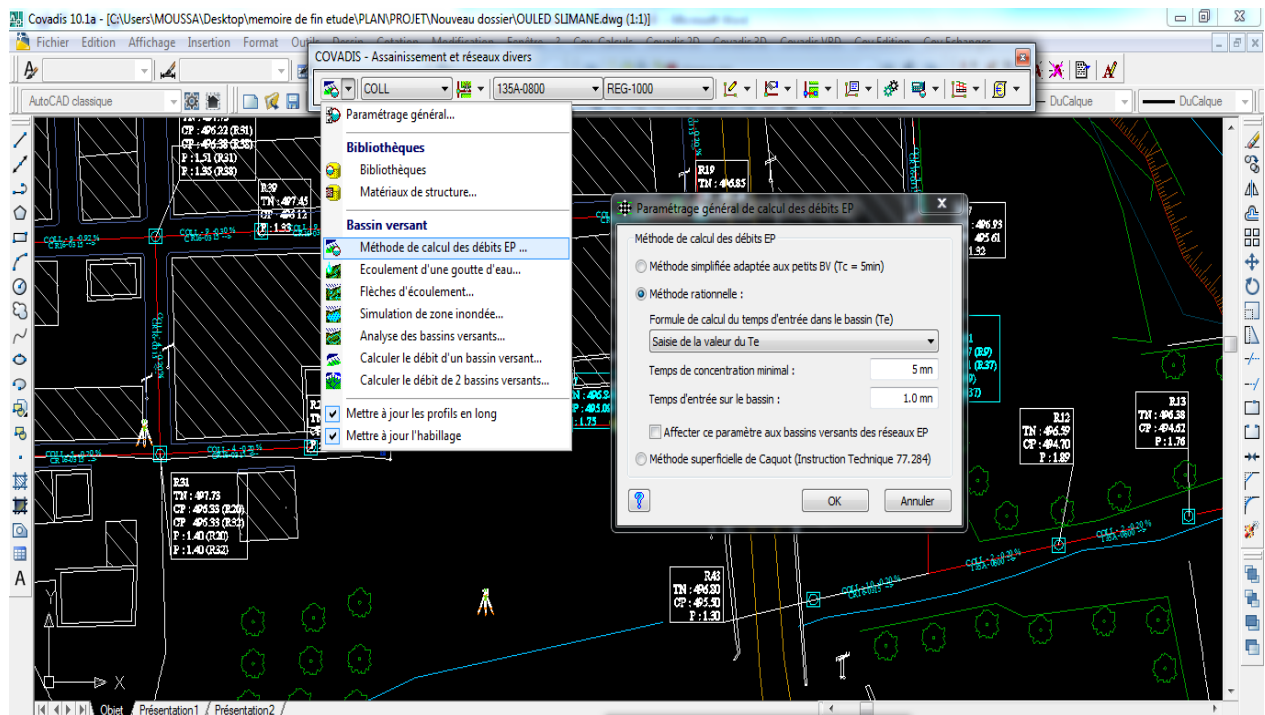


Figure IV. 3: choix de méthode EP de calcul

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

$$Q = V.S \dots\dots\dots (IV. 7)$$

Avec :

- Q : Débit (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots (IV. 8)$$

Où :

- $I(m/m)$: Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.
- $R (m)$: Rayon hydraulique.
- K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots (IV. 9)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{calculé} = \left(\frac{Q_t}{K_s \times 0.3117 \times \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots (IV. 10)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{com})^2}{4} \dots\dots\dots (IV. 11)$$

Remarque :

- COVADIS va calculera tous les paramètres automatiquement ;
- Les résultats des calculs des dimensions des collecteurs sont reportés dans les tableaux IV.1.
- Les résultats des calculs des paramètres hydrauliques sont reportés dans les tableaux IV.2.

Tableau IV. 2: Paramètres hydrauliques des collecteurs.

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Nom du dessin :	C:\Users\MOUSSA\Desktop\memoire de fin etude\PLAN\PROJET\Nouveau dossier\OULED SLIMANE.dwg
Date du listing :	17/05/2023 à 20:06
Réseau :	COLL
Profondeur minimale :	1.30 m
Profondeur maximale :	6.00 m
Pente minimale :	0.00200 m/m (0.200 %)
Pente maximale :	0.04000 m/m (4.000 %)
Vitesse minimale :	0.6 m/s
Vitesse maximale :	4.0 m/s
Matériau :	PVC CR16 si diamètre <= 315 mm, sinon BA-135A
Méthode pour les débits :	Rationnelle (Saisie de la valeur du Te)
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler
Coefficient sur les débits :	100 %

Tronçon	Q calculé (m ³ /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m ³ /s)	Contrainte
R1 - R2	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35	107	0.68	0.44	0.80	0.058	OK
R2 - R3	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35	107	0.68	0.44	0.80	0.058	OK
R3 - R4	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35	107	0.68	0.44	0.80	0.058	OK
R4 - R5	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35	107	0.68	0.44	0.80	0.058	OK
R5 - R6	0.015	185	CR16-0315	0.20	0.21	0.27	0.84	0.35	107	0.68	0.44	0.80	0.058	OK
R7 - R8	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57	342	1.19	0.62	1.14	0.321	OK

Dimensionnement du réseau d'assainissement de la commune d'OULED SLIMANE W.M'SILA Avec l'utilisation de COVADIS

Tronçon	Q calculé (m ³ /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m ³ /s)	Contrainte
R8 - R9	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57	342	1.19	0.62	1.14	0.321	OK
R9 - R10	0.199	501	135A-0600	0.20	0.70	0.62	1.05	0.57	342	1.19	0.62	1.14	0.321	OK
R10 - R11	0.222	522	135A-0600	0.20	0.78	0.69	1.08	0.61	367	1.22	0.62	1.14	0.321	OK
R11 - R12	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65	389	1.25	0.62	1.14	0.321	OK
R12 - R13	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65	389	1.25	0.62	1.14	0.321	OK
R13 - R14	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65	389	1.25	0.62	1.14	0.321	OK
R14 - R15	0.242	540	135A-0600	0.20	0.86	0.75	1.10	0.65	389	1.25	0.62	1.14	0.321	OK
R16 - R17	0.021	207	CR16-0315	0.20	0.29	0.36	0.92	0.41	126	0.74	0.44	0.80	0.058	OK
R17 - R18	0.021	207	CR16-0315	0.20	0.29	0.36	0.92	0.41	126	0.74	0.44	0.80	0.058	OK
R18 - R19	0.021	207	CR16-0315	0.20	0.29	0.36	0.92	0.41	126	0.74	0.44	0.80	0.058	OK
R19 - R6	0.021	207	CR16-0315	0.20	0.29	0.36	0.92	0.41	126	0.74	0.44	0.80	0.058	OK
R20 - R31	0.010	155	CR16-0315	0.42	0.13	0.11	0.67	0.23	69	0.77	0.64	1.16	0.084	OK
R31 - R21	0.034	248	CR16-0315	0.20	0.47	0.58	1.04	0.55	166	0.83	0.44	0.80	0.058	OK
R32 - R31	0.007	138	CR16-0315	0.39	0.10	0.09	0.61	0.20	61	0.69	0.62	1.12	0.082	OK
R22 - R23	0.026	225	CR16-0315	0.20	0.36	0.45	0.97	0.47	142	0.78	0.44	0.80	0.058	OK
R23 - R24	0.026	225	CR16-0315	0.20	0.36	0.45	0.97	0.47	142	0.78	0.44	0.80	0.058	OK
R24 - R25	0.073	344	135A-0500	0.20	0.37	0.37	0.92	0.42	210	0.93	0.55	1.01	0.198	OK
R25 - R26	0.073	344	135A-0500	0.20	0.37	0.37	0.92	0.42	210	0.93	0.55	1.01	0.198	OK
R26 - R27	0.073	344	135A-0500	0.20	0.37	0.37	0.92	0.42	210	0.93	0.55	1.01	0.198	OK
R27 - R28	0.073	344	135A-0500	0.20	0.37	0.37	0.92	0.42	210	0.93	0.55	1.01	0.198	OK
R28 - R29	0.073	344	135A-0500	0.20	0.37	0.37	0.92	0.42	210	0.93	0.55	1.01	0.198	OK
R29 - R6	0.110	401	135A-0500	0.20	0.56	0.56	1.02	0.53	266	1.03	0.55	1.01	0.198	OK

Remarque :

- Reste des résultats de calcul hydraulique sur l'annexe

***- Signification de tableau :**

- $Q_{\text{calculé}}$: est le débit issu de l'assemblage des bassins versants.
- Le diamètre théorique est calculé à partir de la formule de Manning-Strickler (utilise le coefficient K, la pente et le débit Q).
- $V = Q / S$ est le rapport (débit calculé / section du collecteur).
- rQ est le rapport des débits (Q calculé / Q pleine section).
- rV et rH sont déduits de rQ par l'abaque Ab.5 de l'Instruction Technique.
- H calculée (= $rH * \text{diamètre}$) est la hauteur de remplissage (en mm) dans la canalisation.
- V calculée (= $rV * V_{ps}$) est la vitesse en régime uniforme (m/s).
- La vérification des contraintes de vitesses teste si ($V_{\text{mini}} \leq V_{\text{calculée}} \leq V_{\text{maxi}}$)

Remarque : si le collecteur est en charge ($Q/Q_{ps} > 1$), on ne peut pas calculer rV , rH , H calculée et V calculée.

- V_{ps} est la vitesse à pleine section (calculée par la formule de Manning-Strickler).
- $Q_{ps} = V_{ps} * S$ est le débit à pleine section.

IV.3. Contrôle du calcul des diamètres, débit à pleine section et la vitesse à pleine section par Covadis :

Le calcul Excel du tronçon R_1-R_2 (réseau COLL-1) donne :

a. Diamètre :

$$D_{\text{cal.R1-R2}} = \left(\frac{3,2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right)^{3/8} = \left(\frac{3,2036 \times 0,015}{100 \times \sqrt{0,002}} \right)^{3/8} = 0,1826m \Rightarrow$$

$$D_{\text{cal.R1-R2}} = 183 \text{ mm}$$

b. Débit à pleine section Q_{ps} :

$$Q_{ps} = 0,3117 \times k \times D_{\text{com}}^{8/3} \times \sqrt{I} = 0,3117 \times 100 \times 0,315^{8/3} \times \sqrt{0,002}$$

$$Q_{ps} = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$$

c. La vitesse à pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_{\text{com}}^2} = \frac{4 \times 0,058}{\pi \times 0,315^2} = 0,80 \text{ m/s}$$

Remarque : Le calcul Covadis donne exactement le même résultat.

Tableau IV. 3: Paramètres des regards
COVADIS - LISTING DES NOEUDS ET TRONCONS

Cana	REGARD		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Collecteur	
	Amont	Aval	TN (m)	Radier (m)	Radier2 (m)			Long 2D (m)	Nom
1	R1		496.90	495.60	495.60	1.30		38.14	CR16-0315
		R2	496.89	495.52	495.52				
2	R2		496.89	495.52	495.52	1.37		40.00	CR16-0315
		R3	496.88	495.44	495.44				
4	R3		496.88	495.44	495.44	1.44		40.00	CR16-0315
		R4	496.87	495.36	495.36				
5	R4		496.87	495.36	495.36	1.51		39.44	CR16-0315
		R5	496.86	495.28	495.28				
6	R5		496.86	495.28	495.28	1.58		44.67	CR16-0315
		R6	496.85	495.20	495.20				
7	R6		496.85	495.20	495.20	1.66		0.68	135A-0600
		R7	496.84	495.09	495.09				
9	R7		496.84	495.09	495.09	1.75		42.34	135A-0600
		R8	496.83	495.01	495.01				
10	R8		496.83	495.01	495.01	1.82		29.09	135A-0600
		R9	496.82	494.95	494.95				
11	R9		496.82	494.95	494.95	1.87		37.97	135A-0600
		R10	496.81	494.87	494.87				
12	R10		496.81	494.87	494.87	1.94		44.22	135A-0600
		R11	496.80	494.78	494.78				
13	R11		496.80	494.78	494.78	2.02		40.00	135A-0600
		R12	496.59	494.70	494.70				
14	R12		496.59	494.70	494.70	1.89		40.00	135A-0600
		R13	496.38	494.62	494.62				
15	R13		496.38	494.62	494.62	1.76		40.00	135A-0600
		R14	496.17	494.54	494.54				
16	R14		496.17	494.54	494.54	1.63		42.03	135A-0600
		R15	495.95	494.46	494.46				
17	R15		495.95	494.46	494.46	1.49		45.00	135A-0600
		R376	495.71	494.37	494.37				
18	R376		495.71	494.37	494.37	1.34		44.53	135A-0600
		R53	495.48	494.15	494.03		0.11		
19	R53		495.48	494.15	494.03	1.44	0.11	34.99	135A-0600
		R377	495.29	493.96	493.96				
20	R377		495.29	493.96	493.96	1.33		34.74	135A-0600
		R378	495.11	493.79	493.79				

Remarque : les résultats à l'annexe

IV.4. Les déversoirs d'orage :[11]

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

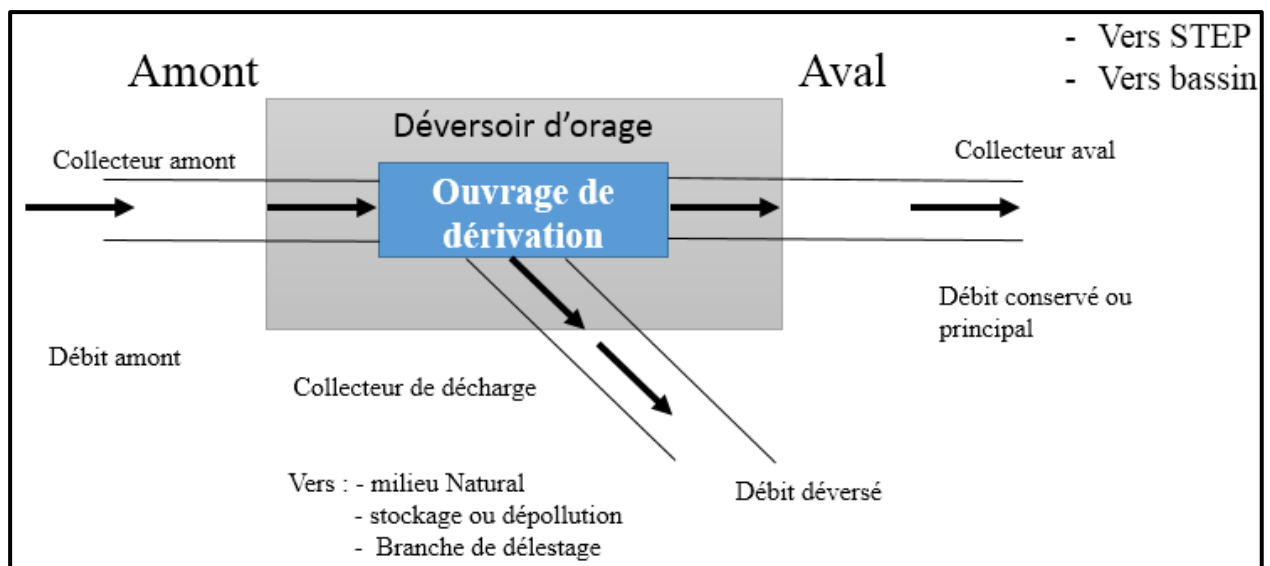


Figure VI. 1: Schéma de principe du déversoir d'orage

a) Les types des déversoirs :

Les déversoirs les plus couramment utilisés selon la topographie du site sont :

- ❖ déversoir à seuil latéral.
- ❖ déversoir à seuil frontal.
- ❖ déversoir à Ouverture de fond.
- ❖ déversoir Automatique.
- ❖ déversoir By-pass.

Remarque : Dans notre étude nous avons prévu un déversoir d'orage à seuil frontal et conduite aval libre.

b) Dimensionnement du déversoir d'orage :

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

débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite par la suite l'ouvrage de rejet.

c) Mode de calculer :

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

On doit adopter :

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

$$Q_T = Q_{PL} + Q_{EU}$$

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

$$Q_{ST} = 3 \cdot Q_{EU}$$

Le débit rejeté vers l'Oued:

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

On détermine la valeur de la lame déversée (H_d)

On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Remarque : Dans notre projet nous avons deux déversoirs d'orage frontal.

d) Dimensionnement du DO :

❖ **Les données de base sont les suivantes :**

Tableau IV. 4 : les données de base.

Paramètres	résultat
Diamètre d'entrée D_e	1000 (mm)
Débit à pleine section Q_{ps}	1.984 (m ³ /s)
Débit total à l'entrée Q_{pl}	1.278 (m ³ /s)
Débit du temps sec Q_{ts}	0.0189 (m ³ /s)
Débit de pointe allant vers la station Q_{st}	0.0567 (m ³ /s)
Débit rejeté vers l'oued Q_r	1.221 (m ³ /s)
La pente du collecteur I	0.005 (m/m)
Hauteur d'eau à l'entrée H_e	584 (mm)

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

Pour calculé la hauteur d'eau transiter vers la station de l'épuration on doit passé au calcul

❖ **Hauteur de la lame déversante :**

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

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \text{ et } R_h = \frac{H_{st}}{H_e} \rightarrow H_{st} = R_h \times H_e$$

D'après l'abaque :

$$R_Q = 0.64$$

$$R_h = 0.58$$

$$H_{st} = H_e \cdot R_h = 0.58 \cdot 584 = 338.72$$

$$H_{st1} = 0.339 \text{ m}$$

❖ **Hauteur de la lame déversante :**

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

$$H_d = H_e - H_{st} = 584 - 339 = 245 \text{ mm}$$

❖ **La longueur du déversoir :**

On applique la formule de BAZIN

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

Avec :

- Q_d : débit déversé en m^3/s
- m : coefficient de débit il dépend de la forme de seuil et il varie suivant la hauteur de la lame déversante pour les crête minces nous prenons $m = 0,6$
- L : La longueur du déversoir 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 :

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

$$L = \frac{3 \times 1.221}{2 \times 0,6 \times \sqrt{(2 \times 9,81) \times 0,245^3}} = 5.68 \text{ m}$$

On prend : **$L = 5.68 \text{ m}$**

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

$$I_r = 0.5 \% \quad Q_r = 1.221 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le calcul le diamètre: **$D_{ex} = 0,801 \text{ m}$** **$D_{com} = 1000 \text{ mm}$** .

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

a) **La conduite vers la STEP :**

$$I_{ex} = 0,5 \% \quad Q_{st} = 0.0567 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le calcul le diamètre : **$D_{st} = 0,253 \text{ m}$** **$D_{com} = 315 \text{ mm}$** .

b) Ouvrage de rejet:

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

Cet ouvrage a pour but de dissiper l'énergie d'écoulement à la sortie, et maintenir la stabilité du collecteur dans le lieu de vidange.

Donc il est nécessaire pour la protection des rives contre l'érosion provoquée par la vitesse d'écoulement.

Cet ouvrage est constitué :

- ❖ D'une paroi verticale d'épaisseur 0,20m et de hauteur correspondant à la dimension extérieure de la canalisation + 0,30m ;
- ❖ Deux parois latérales (bajoyers) d'épaisseur 0,20m et de hauteur décroissante vers l'aval ;
- ❖ Un radier d'épaisseur 0,25m, de section divergente vers l'aval à partir de la sortie de la canalisation, avec une pente de 2%, une longueur de 2,00m et une clé d'encrage à l'extrémité ;
- ❖ Un enrochement de même pente et même largeur que l'extrémité aval du radier, la longueur est variable et arrive jusqu'à la berge de l'exutoire.

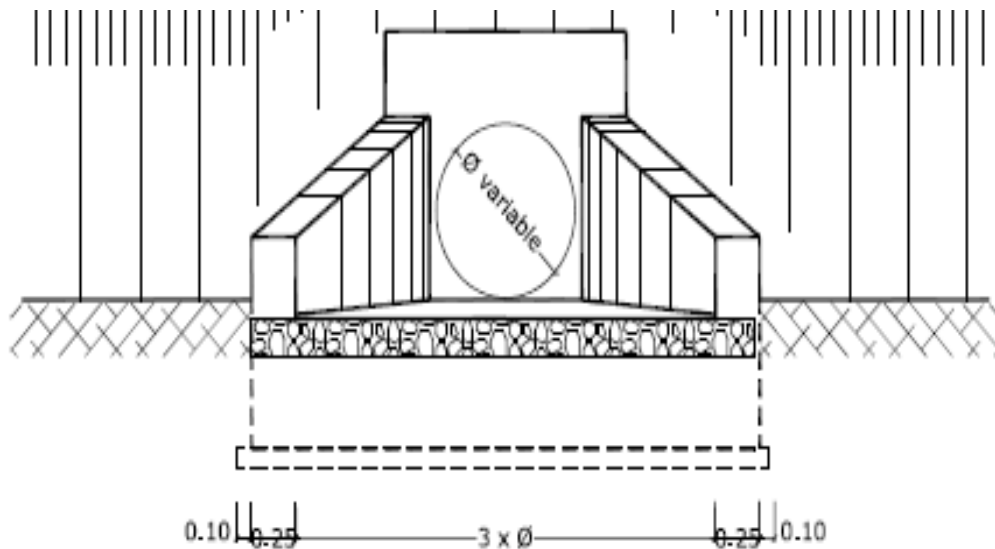


Figure IV. 4: ouvrage de rejet vu de face

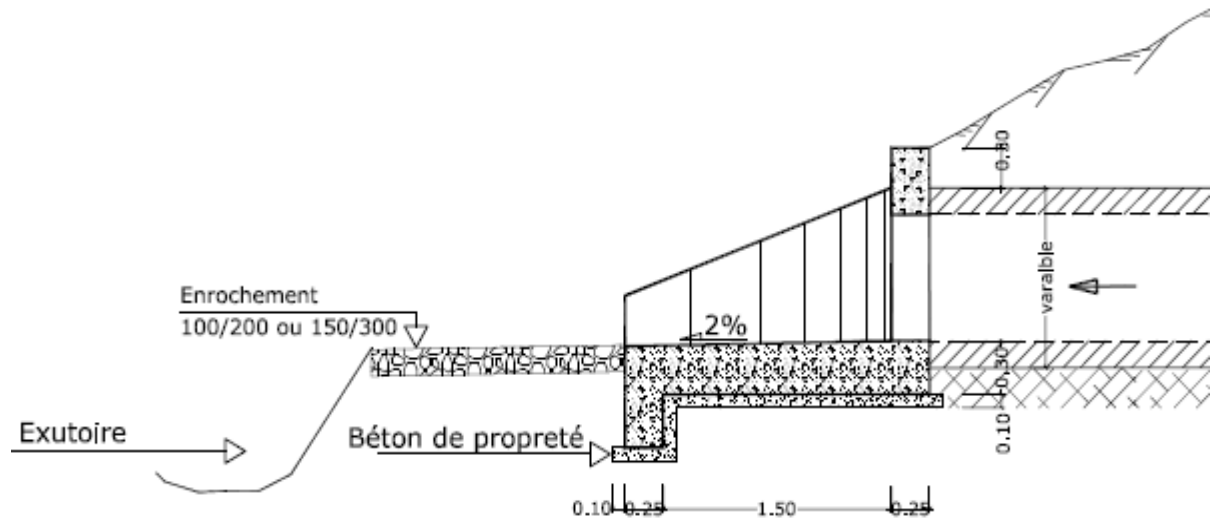


Figure IV. 5: ouvrage de rejet vu en long

IV.5. 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.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires PVC CR04 et, BA-135A car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

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

- ❖ un déversoir d'orage de type latéral ;
- ❖ Les regards de jonction de visite et chute ;
- ❖ Les bouches d'égout ;
- ❖ Les ouvrages de rejet.

CHAPITRE V : Préparation Devis quantitatif et estimatif

V.1. Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

V.2. Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées. [7]

V.3. Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.

V.4. Décapage de la couche de terre végétale :

L'opération se fait par un doter sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapés :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (V. 1)$$

- H : Epaisseur de la couche végétale.
- b : Largeur de la couche végétale.
- L : Longueur totale de tranché

V.5. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

V.6. Exécution des tranchées et les regards

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements, on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au-dessous de la surface d'appui.
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical.
- creuser à une profondeur importante.
- creuser dans la direction de la machine.

V.6.1. Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \text{ (m) } \dots\dots\dots \text{ (V. 2)}$$

Avec :

- H : Profondeur de la tranchée.
- e : Epaisseur du lit de sable.
- D : Diamètre de la conduite.
- h : Hauteur du remblai

V.6.2. Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \dots\dots\dots (V. 3)$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite ($c = 0,5 \text{ m}$)

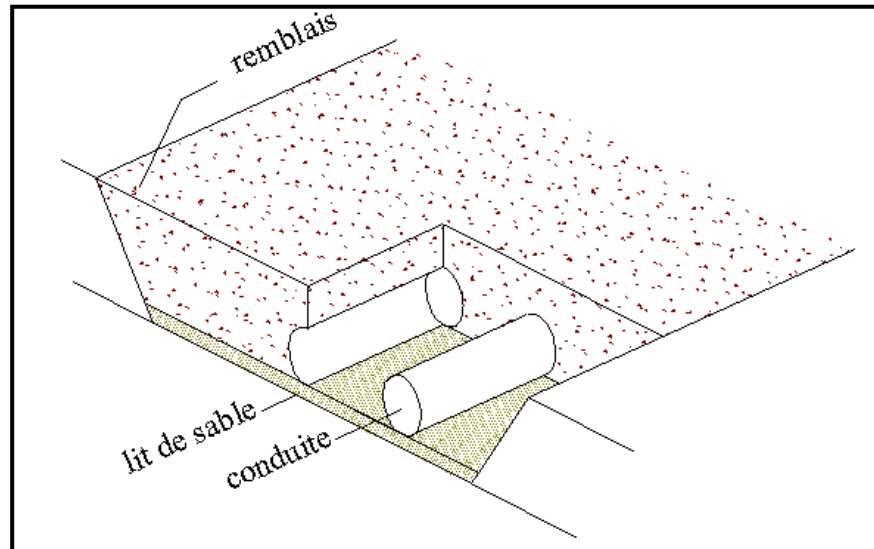


Figure V. 1: Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite

V.7. Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à $0,1\text{mm}$

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

V.8. Pose des canalisations en tranchées :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- d'approfondir le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,

- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée. [8]

V.8.1. Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers».

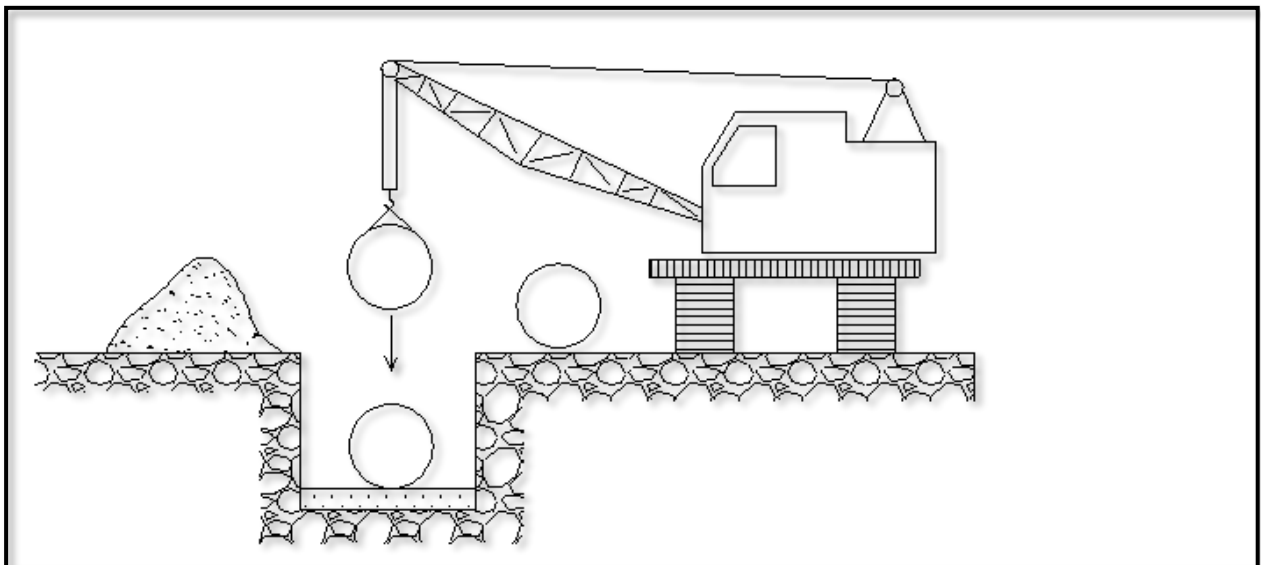


Figure V. 2: pose de la canalisation

V.8.2. Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

V.8.3. Essais sur les joints et les canalisations

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

V.8.4. Essais des tuyaux préfabriqués :

V.8.4.1. Essais d'étanchéité :

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

a- à l'usine :

La conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

b- sur le chantier :

L'un des trois essais suivants peut être envisagé.

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

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

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

V.9. Confection des joints :

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

V.10. Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

V.11. Remblaiement et compactage des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

V.12. Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

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 :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armée.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

V.12.1. Détermination des différents volumes :

a) Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots (V. 4)$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

b) Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B \cdot L \cdot H \dots\dots\dots (V. 5)$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

c) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \dots\dots\dots (V. 6)$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

d) Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = \frac{L \cdot \pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (V. 7)$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m3).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

e) Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \dots\dots\dots (V. 8)$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

f) Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots\dots\dots (V. 9)$$

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

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f \dots\dots\dots (V. 10)$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

V.12.2. Réalisation Devis quantitatif et estimatif:

*- Calculer des métrés par logiciel COVADIS :

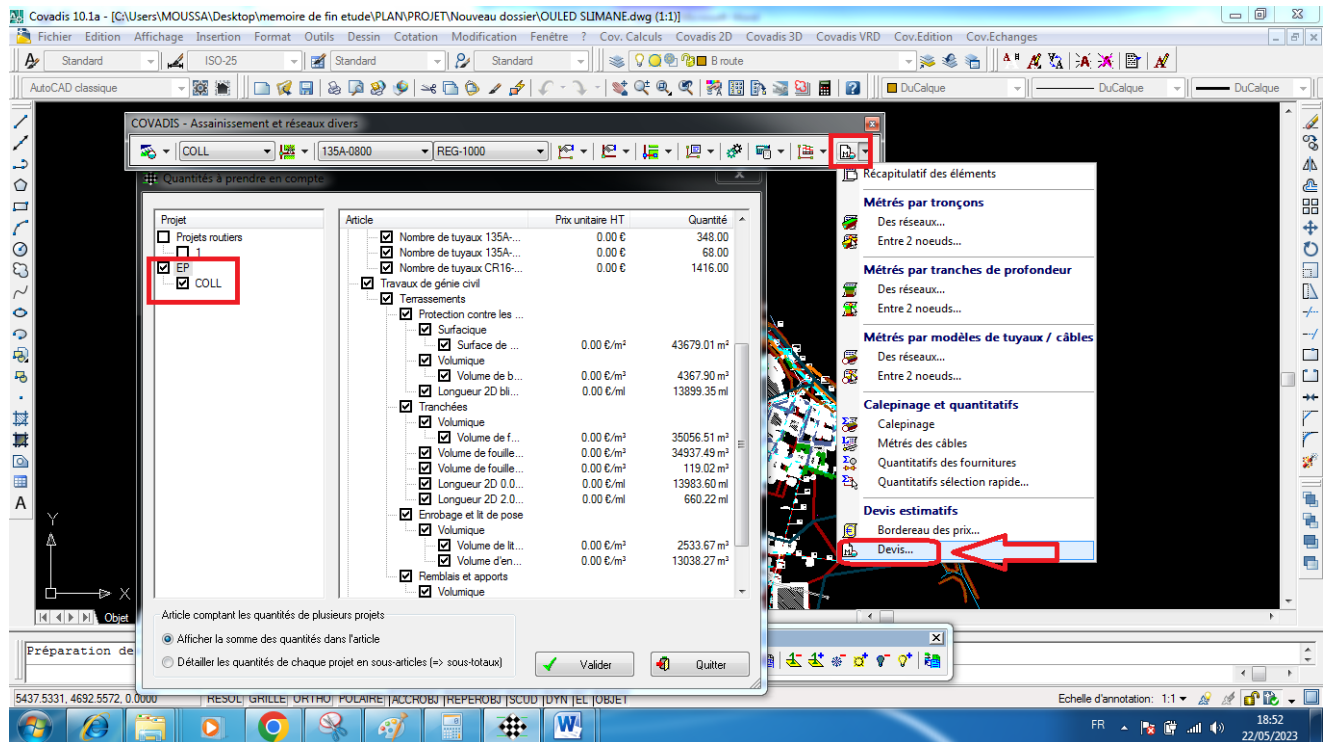


Figure V. 3: fenêtre pour extraire le Devis

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement					
1	Déblais en tous natures de terrain (ordinaire ou dure), y compris manutention par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre, dégagement, épousinage et toutes surjetions .	m ³	35 056,51	500,00	17 528 256,50
2	F/P un lit de sable humide d'une épaisseur de 0.15m	m ³	2 533,67	800,00	2 026 932,80
3	Remblai des terres sélectionnées par engin mécanique ou manuel si nécessaire, y compris compactage par couche successives	m ³	16 388,67	400,00	6 555 468,80
4	Évacuation des terres excédentaires à la décharge publique réglementée à cet effet, y compris chargement, déchargement et le transport ainsi que le foisonnement des terres avec étalage, sur un rayon de 10..km	m ³	16 134,18	300,00	4 840 254,00
F/P conduit en béton armée adjoint classe A135					
5	Ø 500 mm	ml	2656	4500,00	11 954 070,00
6	Ø 600 mm	ml	1718	6500,00	11 167 390,00
7	Ø 800 mm	ml	1030	8500,00	8 752 450,00
8	Ø 1000 mm	ml	198	10500,00	2 079 315,00
F/P conduit en PVC PN06 adjoint					
9	Ø 315 mm	ml	8382	4000	33 526 080,00
Construction des regards et déversoirs en béton armé					
10	Réalisation Des Regard De Visite En Béton Arme Dosée 350 Kg/m ³ Dimension 1.40m*1.40m Et Le Profondeur Variée Entre 1.2m Au 6m	Unité	390	70000,00	27 300 000,00
11	F/P les tampons en font de type lourd 0.850 m	Unité	390	25000,00	9 750 000,00
12	Réalisation D Un Déversoir D'orage En Béton Arme Dosée 350 Kg/m ³	Unité	1	250000,00	250 000,00
Prix HT					135 730 217,10
TVA 19%					25 788 741,25
TTC					161 518 958,35

DELAI DE EXECUTION : 12 MOIS

MONTANT EN LETTRES : Cent Soixante Et Un Millions Cinq Cent Dix-Huit Mille Neuf Cent Cinquante-Huit Et Trente-Cinq Dinars Algérienne

Conclusion générale

Conclusion Générale

L'eau est un élément primordial dans la vie, la gestion des ressources en eux permet la préservation de cette source de vie.

Le bon dimensionnement des ouvrages hydrauliques facilite la gestion de cette richesse.

Généralement dimensionnement des réseaux d'assainissement se fait par des méthodes de calcul manuel, cependant actuellement avec l'avancé de l'informatique plusieurs outils de calcul sont disponibles, entre autres le logiciel Covadis qui le plus largement utilisé.

L'objectif visé par le présent mémoire de fin d'études est le dimensionnement du réseau d'assainissement de la commune d'Ouled-Slimane par le logiciel Covadis.

Après avoir achevé ce travail, on peut tirer la conclusion que la mise en place d'un réseau d'assainissement dépend de plusieurs critères, tels que la nature et le relief du terrain, la nature et la quantité d'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

Tous ces critères influencent le choix du système d'évacuation approprié, ainsi que le schéma correspondant. Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales a été réalisée en utilisant la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans.

Dans le cadre de cette étude, l'utilisation de COVADIS a permis de réaliser tous les calculs hydrauliques nécessaires et de dimensionner le réseau d'assainissement de manière adéquate.

L'utilisation de cet outil permet de faciliter les différents calculs, et également permet de gagner du temps, et aussi pour éviter les erreurs de calcul.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] TOUAIBIA, **B**, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004.
- [2]. HADDAD.A,Mémoire de fin d'etudes d'assainissement, Diagnostic et extension du reseau d'assainissement de la ville de HADJOUT (W.TIPAZA), ENSH 2005.
- [3]. FRANCOIS G,BRIERE, Distribution et collecte des eaux, édition de l'ecole polytechnique de Montréal 1997.
- [4]. GUERREE.H,GOMELLA.C, Les eaux usees dans les agglomerations urbains ou rurales,EYROLLES, PARIS, 1982.
- [5]. <http://www.geo-media.com/reseaux-d-assainissement.htm>.
- [6]. SALAH, B., « polycopie d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique,.
- [7]. BOURAI. S, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau.
- [8] BELAOUAKLI. **B**. Cours organisation de chantier, 5^{eme} année, ENSH200