



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude du réseau d'assainissement du pôle urbain CAPS
Médéa (W. Médéa)**

Présenté par :

BAHA AHMED HOUSSEM EDDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL DAHBIA	M.C.A	Président
TOUAHIR SABAH	M.A.A	Examineur
HADJ SADOK NABILA	M.A.A	Examineur
MEDDI HIND	Professeur	Promotrice

Session décembre 2021

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui m'ont tout donné sans rien me demander mes très chers parents.

A mon frère et mes sœurs.

A toute ma famille.

A notre collègue et frère "Riyad" décédé depuis deux ans.

A tous mes amis et mes collègues.

A tous mes enseignants et toute la famille de ENSH.

Et à tous ceux qui m'ont aidé.

Baha Ahmed Houssein Eddine

Remerciements

Tout d'abord, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a béni de courage pour achever mes études.

Je tiens à remercier :

***L'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.**

Je remercie fortement aussi :

***Ma promotrice M^{me} MEDDI HIND pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.**

***L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi pendant mes études.**

J'exprime tous mes respects et remerciements à ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude

Baha Ahmed Houssein Eddine

ملخص

تهدف دراسة شبكة الصرف الصحي الى حماية البيئة والصحة العامة، لذلك يتضمن هذا المشروع تحديد وحساب أبعاد شبكة الصرف الصحي الخاصة بالقطب الحضري الجديد الكابس الواقع بمدينة المدية.

يهدف مشروعنا هذا لإنشاء شبكة، تمكن من جمع المياه المستعملة ومياه الأمطار لصرفها خارج المجمع السكني بطرق تتلاءم مع المعايير المعمول بها.

يتم اخلاء المياه المستعملة نحو محطة معالجة مياه الصرف الصحي الواقعة بواد لحرش.

Résumé

L'assainissement a pour but de protéger l'environnement et la santé publique, notre étude consiste à élaborer et calculer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain CAPS qui se situe dans la commune de Médéa, le projet a un objet de création d'un réseau collecter toutes les eaux usées et pluviales pour évacuer hors périmètre urbain suivants des méthodes conforme les normes techniques.

L'eau chargée est ensuite rejetée à la station d'épuration d'oued lahrech.

Abstract

The purpose of sanitation is to protect the environment and public health, our study consists to determine and calculate the dimension of the sewage system for the new urban pole, which is located in the city of Medea.

Our project aims to create a network that allows the collection of wastewater and rain water leading to its disposal outside of residential urban in ways that comply with the appropriate techniques.

The charged water is then discharged to the oued lahrech treatment plant.

Tableau des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la ville de MEDEA

I.1 Présentation	3
I.2 Les données naturelles du site.....	5
I.2.1 Topographie.....	5
I.2.2 Géologie.....	5
I.2.3 Sismicité.....	5
I.2.4 Synthèse géotechnique.....	5
I.3 Situation climatique.....	6
I.3.1 Température.....	6
I.3.2 Humidité.....	7
I.3.3 Les vents dominants.....	7
I.3.4 Pluviométrie.....	7
I.4 Situation démographique.....	8
I.5 Situation hydraulique.....	8
I.5.1 Alimentation en eau potable.....	8
I.5.2 Assainissement.....	8

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.1 Les averses.....	10
II.2 Choix de la période de retour.....	10
II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	10
II.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement.....	11
II.3.2 Calcul du paramètre de la loi choisie.....	15
II.3.3 Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI.....	21

Chapitre III : Calcul de base du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales

III.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	23
III.2 Systèmes d'évacuation.....	23
III.2.1 Système unitaire.....	23
III.2.2 Système séparatif.....	24
III.2.3 Système pseudo séparatif.....	24
III.3 Choix du système du réseau.....	24
III.4 Schémas d'évacuation.....	25
III.4.1 Schéma perpendiculaire.....	26
III.4.2 Schéma par déplacement latéral.....	26
III.4.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	26
III.4.4 Schéma à collecteur étagé.....	27
III.4.5 Schéma type radial.....	27
III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	27
III.6 Choix du coefficient de ruissellement.....	27
III.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps.....	28
III.6.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	28
III.6.3 Coefficient de ruissellement en fonction du type de surfaces.....	29
III.6.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population.....	29
III.6.5. Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....	29
III.6.6. Coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassins.....	29
III.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire.....	30

Chapitre IV : l'évaluation des différents débits de chaque sous bassin

VI.1 Evaluation des débits des eaux usées.....	32
VI.1.1 Nature des eaux usées à évacuer.....	32
VI.1.2 Estimation des débits des eaux usées.....	33
VI.1.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	33

IV.1.4 Eaux usées des services publics.....	34
VI.2 Evaluation des débits des eaux pluviales.....	36
IV.2.1 la méthode superficielle (méthode de Caquot).....	36
IV.2.2 La méthode rationnelle.....	37
IV.2.3 Choix de la méthode.....	38
IV.2.4 Temps de concentration.....	38
IV.2.5 coefficient de correction α	39
IV.2.6 Calcul des débits pluviaux pour chaque S.B par la méthode rationnelle.....	39
IV.3 Débits totaux d'eaux usées et pluviales des sous bassins.....	39

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.1 Conditions d'implantation des réseaux.....	42
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	42
V.3 Mode de calcul.....	43
V.4 Résultats du dimensionnement.....	45

Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

VI.1 Ouvrages principaux.....	49
VI.1.1 Les canalisations.....	49
VI.1.2 Les types de canalisations.....	49
VI.1.3 Choix du type de canalisations.....	51
VI.1.4 Les joints des conduites circulaires.....	52
VI.1.5 Différentes actions supportées par la conduite.....	53
VI.1.6 Protection des conduites.....	54
VI.2 Ouvrages annexes.....	54
VI.2.1 Ouvrages normaux.....	54
VI.2.2 Dimensionnement des regards de chute.....	59
VI.2.3 Ouvrages spéciaux.....	60

Chapitre VII : Pose de canalisation

VII.1 Critères de choix des canalisations.....	71
VII.1.1 Choix des canalisations en fonction du liquide transporté.....	71
VII.1.2 Choix des canalisations en fonction du type de sol.....	72
VII.2 Emplacement des canalisations.....	72
VII.3 Exécution des travaux.....	72
VII.3.1 Décapage de la couche de terre végétale.....	72
VII.3.2 Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	73
VII.3.3 Exécution des tranchées et les regards.....	73
VII.3.4 Aménagement du lit de sable.....	73
VII.3.5 Pose des canalisations en tranchées.....	73
VII.3.6 Confection des joints.....	75
VII.3.7 Réalisation des regards.....	75
VII.3.8 Remblaiement et compactage des tranchées.....	76
VII.4 Choix des engins.....	76
VII.5 Devis quantitatif et estimatif.....	78
VII.6 Détermination des différents volumes.....	78
VII.6.1 Volume du décapage de la couche végétale.....	78
VII.6.2. Volume du déblai des tranchées.....	78
VII.6.3 Volume occupé par le lit de sable.....	79
VII.6.4 Volume occupé par les conduites.....	79
VII.6.5 Volume de l'enrobage.....	79
VII.6.6 Volume du remblai de protection.....	79
VII.6.7 Volume excédentaire.....	80
VII.7 Estimation du coût de projet.....	80
VII.8 Planifications des travaux.....	81
CONCLUSION GENERALE.....	83

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Répartition annuelles de la température pour d'année 2014 à 2020.....	6
Tableau I-2 : variation annuelle de l'humidité.....	7
Tableau I-3 : vents moyens mensuels.....	7
Tableau I-4 : pluies moyens annuelle pour les années 2006 – 2016.....	7
Tableau I-5 : Evolution chronologique de la population.....	8
Tableau I-6 : Evolution des ressources en eau.....	8
Tableau II-1 : identification de la station de Médéa.....	11
Tableau II-2 : Pluies maximales journalières à la station de Médéa.....	12
Tableau II-3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	17
Tableau II-4 : résumé des caractéristiques de l'échantillon.....	18
Tableau II-5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	20
Tableau III-1 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation..	28
Tableau III-2 : Coefficient de ruissellement suivant le type de surfaces.....	29
Tableau III-3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	29
Tableau III-4 : Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	29
Tableau III-5 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	29
Tableau III-6 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	30
Tableau IV-1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	34
Tableau IV-2 : Evaluation des débits d'eaux usées domestique.....	35
Tableau IV-3 : Calcul des débits pluviaux par surface élémentaire.....	39
Tableau IV-4 : Calcul des débits totaux.....	39
Tableau V-1 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°1.....	46

Tableau VI-1 : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé.....	50
Tableau VI-2 : Epaisseurs et diamètres intérieurs des tuyaux PVC et charges approximatives d'ovalisation par mètre.....	51
Tableau VI-3 : Les données de base pour le dimensionnement du DO.....	66
Tableau VI-4 : caractéristiques des déversoirs d'orage.....	69
Tableau VII-1 : Volumes de travaux.....	80
Tableau VII-2 : Devis estimatif des couts des projets.....	80
Tableau VII-3 : détermination des délais.....	82

Liste des figures

Figure I.1 : carte de situation de la commune de Médéa.....	3
Figure I.2 : Vue aérienne du nouveau pôle urbain –Médéa-.....	4
Figure I.3 : carte de zonage sismique du territoire national.....	6
Figure II .1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	18
Figure II .2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	20
Figure III.1 : divers systèmes d'évacuation.....	25
Figure III.2 : Schéma perpendiculaire.....	26
Figure III.3 : Schéma par déplacement latéral.....	26
Figure III.4 : Schéma à Collecteur Transversal (Oblique).....	26
Figure III.5 : Schéma à Collecteur Etagé.....	27
Figure III.6 : schéma type radial.....	27
Figure VI.1 : Différents type des joints.....	53
Figure VI.2 : Type de branchements.....	55
Figure VI.3 : Schéma représente un Bouche d'égout à absorption par le haut.....	56
Figure VI.4 : emplacement des bouches d'égout.....	57
Figure VI.5 : Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre.....	58
Figure VI.6: Schéma de principe du déversoir d'orage.....	60
Figure VI.7 : Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).....	62
Figure VI.8 : Déversoir d'orage à seuil latéral.....	63
Figure VI.9 : Déversoir d'orage à double seuil latéral.....	64
Figure VI.10 : Déversoir d'orage avec ouverture du radier.....	64
Figure VII.1 : Pipelayers (pose de la canalisation).....	74
Figure VII.2 : différents engins utilisés.....	76

Liste des planches

Planche 1 : plan d'aménagement avec levé topographique.

Planche 2 : plan de masse du pôle urbain CAPS de Médéa.

Planche 3 : plan de masse avec réseau projeté.

Planche 4 : profil en long du collecteur principal.

Planche 5 : éléments du réseau d'égout.

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement environnemental vise à protéger et à promouvoir la santé et le bien-être humains en fournissant un environnement propre et en brisant le cycle de la maladie.

L'assainissement des eaux usées est l'ensemble des travaux que doivent être effectués, en se conformant aux règles d'hygiène, les particuliers, les collectivités et les pouvoirs publics pour faire disparaître dans les agglomérations toutes causes d'insalubrités. L'assainissement traite aussi les aspects différents, mais liés, dont la gestion des excréta humains et animales, la gestion des déchets solides, la lutte contre les vecteurs de maladies, la gestion des eaux usées domestiques et l'évacuation des eaux de pluie.

Actuellement, avec le développement des nouveaux pôles urbains, les communes de Médéa connaissent un croisement de population important, les équipements, les habitations et même les collectifs ont évolué.

Tous cela nécessite de nouveaux projets, des nouvelles études pour une bonne gestion et contrôle. Parmi les projets proposés dans la chef Wilaya de Médéa est le pôle urbain de CAPS qui est notre thème établi dans ce mémoire.

Pour la réalisation de ce dernier de nombreuses études sont rentrées comme des facteurs indispensables parmi c'est l'étude on cite l'étude des caractéristiques de notre pôle urbaine qui est placée en premier lieu après il faut faire le passage de l'étude hydrologique pour but de déduire les facteurs d'intensité maximale pour une période de retour $T=10$ ans qui sera la base de continuation de ce mémoire après cette déduction on passe à tous ce qui est découpage des sous bassins de la zone étude (suivant la nature de sol) et sans oublier de prendre en considération le schéma et le système (système séparatif, unitaire ou mixte) pour entamer le calcul de dimensionnement du réseau d'assainissement de ce projet et tout ça en respectant les normes de calcul, on termine par la réalisation des éléments constitutifs du réseau et le dimensionnement des ouvrages annexes (dimensionnement du déversoir de stockage et les regards de chute) sans oublier de faire l'étude d'organisation de chantier.

C'est dans ce contexte que le projet de réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain CAPS de Médéa (W. MEDEA) vise à évacuer ces eaux usées et pluviales vers la station d'épuration d'oued Lahrech située au sud de la ville pour protéger le milieu naturel.

Chapitre I

Présentation de la
ville de MEDEA et le
pôle urbaine CAPS



Introduction :

L'étude du cadre physique détermine l'aptitude des terrains à l'urbanisation selon un certain nombre de critères, qui peuvent jouer un rôle très important dans le choix de la variante la plus adaptée pour assurer un meilleur débit d'évacuation et une bonne protection de l'environnement pour la désinfection.

Dans ce chapitre, nous présenterons les informations nécessaires à la conception et à la recherche du réseau de canalisations d'égout.

I.1 Présentation :

La commune de Médéa est le chef-lieu de wilaya, elle est située au Nord de celle-ci, et insérée entre l'Atlas Blidéen et le massif de Berrouaghia.

Elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Tamesguida et EL Hamdania
- Au Sud par la commune de Tizi Mahdi
- A l'Est par la commune de Ouzera
- A l'Ouest par la commune de Draa essmar

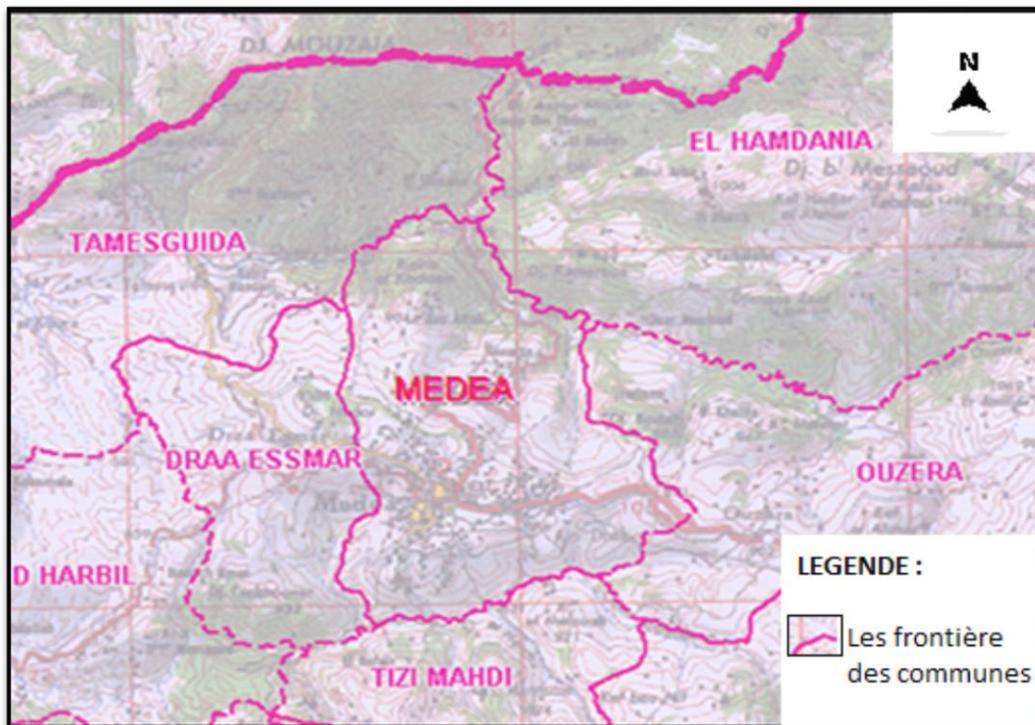


Figure I.1 : carte de situation de la commune de Médéa.

Échelle 1/2000 - Source : D.R.E (Médéa)

Il s'agit de réaliser l'étude d'assainissement du nouveau pôle urbain, situé à l'ouest de la ville de Médéa, et couvre une superficie d'environ 34 hectares.

Le site objet de notre étude est limité :

- Au nord par la route nationale reliant la ville de Médéa à Draa essmar RN18.
- Au sud terrain agricole et oued Bourouiss.
- A l'Est, par un lotissement privé.
- A l'Ouest la limite communale de Draa essmar et habitations individuelles.

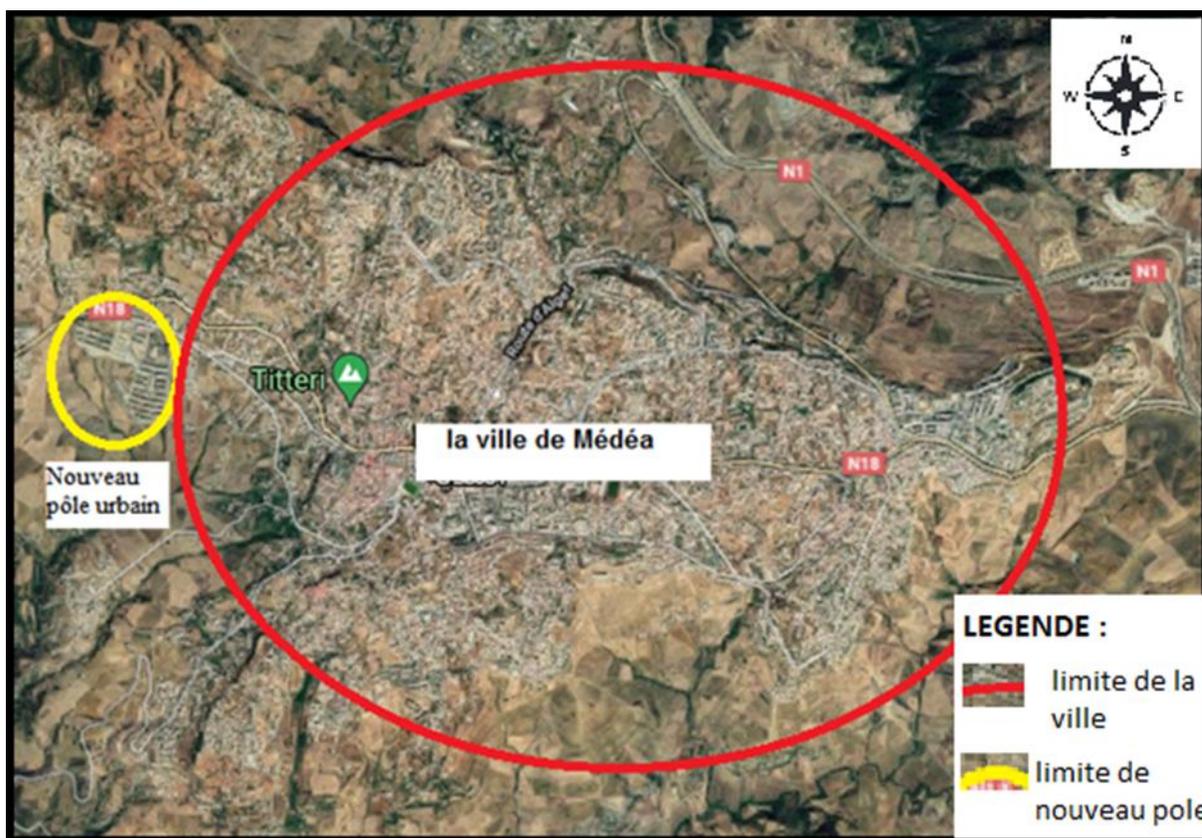


Figure I.2 : Vue aérienne du nouveau pôle urbain –Médéa-

(Extrait d'une photo satellitaire échelle 1/1000)



I.2 Les données naturelles du site :

I.2.1 Topographie :

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet. Le relief d'une zone, la pente du terrain et l'emplacement des sites potentiels, et de nombreux paramètres topographiques et morphologiques nécessaires à la sélection et à la conception du système d'égouts lié au réseau.

Le plateau de la ville de Médéa est très accidenté, avec plus de 77 % de relief supérieur à 12 %, il est constitué d'une succession de collines et de vallées dont les bords sont des corniches qui marquent les limites du plateau, notamment au nord. Par conséquent, le terrain global est relativement accidenté, l'altitude diminuant du nord au sud et la pente allant de 0 % à 20 %.

I.2.2 Géologie :

La Wilaya de Médéa se situe à environ 80kilomètres au Sud d'Alger et au cœur de l'Atlas Tellien, elle est caractérisée par une altitude élevée et un relief accidenté.

La grande majorité du territoire de la commune de Médéa sont représentés, essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires en discordance sur un substratum d'âge crétacé.

En résumé : Le plateau du chef-lieu sur un rayon de 3 kilomètres est composé d'un noyau stable (généralement du grès), entre DAMIETTE et TIBHERINE d'est en ouest, et entre OUED ZITOUN, THENIET EL HADJET et BEZIOUCHE du nord au sud.

D'autre part, la zone externe est composée d'argiles et de marnes ou de couches hétérogènes, et leur comportement change fortement en présence d'eau.

I.2.3 Sismicité :

La zone Médéa est plus ou moins affectée par les mouvements tectoniques (séismes), et son intensité fait que la zone appartient à la Zone I (forte activité sismique), qui a été reclassée en Zone IIa (activité sismique moyenne) en 2003.

C'est un paramètre qui prend une grande importance sur l'aptitude à l'urbanisation dans cette commune.

I.2.4 Synthèse géotechnique :

Selon le plan directeur d'aménagement de la commune de Médéa de l'année 2012, nous a permis de dégager une synthèse sur l'aptitude des terrains à urbaniser et donc diviser le territoire communal en zones :

- Zone favorable à l'urbanisation : c'est une zone très éparses que l'on trouve sur les terrains au Nord-Ouest, à l'Est vers OUZERA et le Sud-Est, elle englobe tous les



- terrains gréseux dont la pente est relativement douce (0% à 8%) mais il faut éviter les endroits où la pente exige des précautions
- Zone moyennement favorable : cette zone comprend tous les lambeaux de terrains au Nord, à l'Ouest et au Nord-Est, ces terrains sont composés de marnes avec des intercalations de grès friables, les pentes varient entre 8% à 12%.
 - Zone à propriété variable : elle est composée par d'importantes surfaces de marnes et d'argiles à l'Ouest vers TAMEZGUIDA, à l'Est et quelques terrains au Nord. Les pentes sont aussi variables pour atteindre 20%.
 - Zone défavorable à l'urbanisation : c'est les terrains où la portance des sols est faible, la déclivité des pentes est importante (+20%), ces terrains sont situés au Nord, au Nord-Est et au Sud.

Figure I.3 : carte de zonage sismique du territoire national
(Après addenda)

I.3 Situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, et le vent des jours de sirocco et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

I.3.1 Température :

La plus haute température enregistrée de 37.8°C le 4 Juillet 2020.

La plus basse température enregistrée de -1.3°C le 28 Février 2020.

La moyenne des températures entre les mois les plus froids et les mois les plus chauds varie entre 8.5° et 27.9° en 2020.

La répartition mensuelle de température représente dans le tableau I-1 :

**Tableau I-1** : Répartition annuelles de la température pour d'année 2014 à 2020

Année	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	Moy Interannuelle
T°c								
Max	18.9	20.8	20.5	19.7	19.4	18.8	19.7	19.7°
Min	10.9	12.1	11.7	12.2	11.6	11.2	11.9	11.7°
Moy	15.2	16.8	16.5	16.8	16.3	15.8	16.5	16.3°

Source d'information : ANRH(BLIDA)

I.3.2 Humidité :

La moyenne de l'humidité de l'air est indiquée dans le tableau I.2 pour la station de Médéa.

Tableau I-2 : variation annuelle de l'humidité pour l'année 2020

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité %	72	77	79	67	59	44	40	48	56	52	67	81

Source d'information : O.N.M

I.3.3 Les vents dominants :

La vitesse de vent maximale enregistrée fut de 85.2 km/h le 24 Septembre.

Les vitesses moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I-3 :

Tableau I-3 : vents moyens mensuels pour l'année 2020

Mois	Jan	fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse (km/h)	14.2	18.4	14.2	11.2	11.9	11.5	9.7	10.4	9.9	10.1	11.7	8.8

Source d'information : O.N.M

I.3.4 Pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un rôle très important dans le choix des types de réseau d'assainissement sanitaires à adopter. Cela permet aussi de comprendre la nécessité de la projection structures spéciales, telles que les déversoirs de contrôle des inondations ou les canaux pour eau pluviale jouer le rôle de prévention des inondations et de contrôle des inondations.

**Tableau I-4 :** pluies moyennes annuelles pour les années 2006 – 2016

Mois	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
PJ moy (mm)	26	27.6	19.4	19	18.8	21.8	18	16.5	14.7	22.7	25.2

Source : ANRH (BLIAD)

I.4 Situation démographique :

La commune de Médéa est essentiellement une ville, avec plus de 97,60 % vivant au chef-lieu répartis sur une superficie de 64 km².

L'évolution des populations de la commune sont représentées dans le tableau I-5 :

Tableau I-5 : Evolution chronologique de la population

Année	1987	1998	2008	2020	2021
Population (hab)	85727	123498	134242	185000	188700

Source : DRE(MEDEA)

I.5 Situation hydraulique :

D'après la direction de ressource en eau de la wilaya de Médéa on a :

I.5.1 Alimentation en eau potable :

La commune de Médéa est alimentée par le barrage de Ghrib, les eaux souterraines et par les sources,

L'évolution des ressources en eau de la commune sont représentées dans le tableau I-6 :

Tableau I-6 : Evolution des ressources en eau

Les ressources	Barrage de ghrib	Les forages	Les sources	Les puits	Totale
Production m³/j	28000	512	589	255	29356

Source : DRE(MEDEA)

I.5.2 Assainissement :

Toutes les agglomérations urbaines de Médéa disposent de réseau d'assainissement, avec un taux de raccordement de 98 %, et la gestion est assurée par l'ONA (les 64 communes de la wilaya de Médéa géré par l'ONA).

Les rejets de la ville de Médéa sont acheminés vers la station d'épuration d'Oued Lahrech d'une capacité de traitement de 39.000 m³/j.



Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires, telles que :

- La topographie : le plateau de la ville de Médéa est très accidenté ;
- La plupart de temps de la température de la région de Médéa est froid ;
- L'activité sismique de la région de Médéa est moyenne ;
- La commune de Médéa est alimentée par le barrage de Ghrib, les eaux souterraines et par les sources ;
- Les rejets de la ville sont acheminés vers la station d'épuration d'Oued Lahrech

Ces données caractéristiques sont nécessaires pour élaborer notre projet d'étude de réseau d'assainissement du pôle urbain caps de Médéa.

Chapitre II

Etude Hydrologique



Introduction :

D'une façon générale, l'hydrologie peut être définie comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux.

Dans le domaine d'assainissement, l'objectif principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale, d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie, et son objectif est d'évaluer la quantité de pluie dans un bassin versant donné.

II.1 Les averses :

Une averse est définie comme une pluviométrie continue et sa durée est susceptible de varier de quelques minutes à centaines d'heures, couvrant une superficie de quelques kilomètres carrés (orages) à des milliers (pluies cycloniques), il se caractérise à la fois par sa hauteur et sa durée, c'est-à-dire par son intensité.

II.2 Choix de la période de retour :

Les statistiques du moment de l'occurrence des précipitations pour une intensité et une durée moyenne donnée, par exemple, les précipitations de 10 ans lors d'un événement de précipitation qui se produit à un endroit particulier.

Le choix du temps de retour est stratégique : il conditionne le choix du dimensionnement des réseaux, le risque de saturation, la possibilité de financement des ouvrages, le niveau de risques et de dégradation des conditions de travail liés aux inondations.

II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation [2] :

L'intensité de la pluie est définie comme le flux de l'eau à travers une section horizontale unitaire. Cette quantité est généralement exprimée en mm/h par unité de temps.

La détermination la force de la pluie est relativement simple. Soit $H(t)$ la hauteur cumulée des précipitations en fonction du temps, et $I(t)$ l'intensité des précipitations à l'instant

t : $i_m = dh/dt$, pour calculer le maximum que peut prendre le débit au point P, le concepteur doit connaître l'intensité moyenne maximale correspondant à un intervalle de référence Δt , égale au temps de concentration du bassin versant en amont du point P, et est atteinte ou dépassée une fois tous les n ans.

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II-1})$$

Avec : I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .



Pour calculer l'intensité dont vous avez besoin :

1. Analysez les données de précipitations et choisissez le type de la loi qui correspond au résultat.
2. Calculez les paramètres de la loi sélectionnée.
3. Calculer l'intensité moyenne des précipitations.

II.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :

II.3.1.1 Analyse des données statistiques :

L'analyse des précipitations est basée sur les précipitations mesurées par plusieurs stations sur une surface topographique considérée.

Les précipitations à la station sont basées sur l'hypothèse qu'elles représentent un certain degré de fortes précipitations autour de la station, en fonction de la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

Pour l'étude des précipitations en assainissement nécessitent une série pluviométrique que comporte les précipitations journalières maximales pendant la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de Médéa son identification est présentée dans le tableau suivantes :

Tableau II -1 : identification de la station de Médéa

Nom de la station	Code de la station	X(km)	Y(km)	Z(m)	Période d'observation
MEDEA SECTEUR	011509	504.85	329.8	935	1982 à 2016

L'analyse statistique des données sur les précipitations consiste à déterminer les caractéristiques expérimentales d'une série d'échantillons observés des précipitations maximales journalières. Les données sont dans le tableau suivant :



Tableau II-2 : Pluies maximales journalières à la station de Médéa

Année	P _{max,j} (mm)	Année	P _{max,j} (mm)	Année	P _{max,j} (mm)
1982-1983	55.2	1994-1995	67	2006-2007	156.7
1983-1984	43.8	1995-1996	45.4	2007-2008	60.1
1984-1985	101.4	1996-1997	25.5	2008-2009	40.5
1985-1986	39.1	1997-1998	41.5	2009-2010	47.3
1986-1987	66.4	1998-1999	42.3	2010-2011	47.8
1987-1988	42.1	1999-2000	43.5	2011-2012	44.7
1988-1989	71	2000-2001	63.9	2012-2013	44.6
1989-1990	43.4	2001-2002	20.6	2013-2014	44.2
1990-1991	56.5	2002-2003	60.2	2014-2015	69.4
1991-1992	147	2003-2004	47.5	2015-2016	68.7
1992-1993	30	2004-2005	66.5		
1993-1994	77.5	2005-2006	125		

Source A.N.R.H (BLIDA)

a- Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 34 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=34} P_i = 2046.3 \text{ mm} \quad (\text{II. 1})$$

Avec P_i c'est la hauteur de pluie maximale journalière afférente au mois

- La moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} P_i}{N} = \frac{2046.3}{34} = 60.18 \text{ mm} \quad (\text{II. 2})$$

N : le nombre d'années d'observations ($N= 34$ ans).



➤ **L'écart type σ_x :**

Pour $N \geq 30$ ans on a :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=34} (P_i - \bar{P})^2}{N}} \right] \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{31278.04}{34}} = 30.33 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient de variation :**

$$cv = \frac{\sigma}{\bar{P}} = \frac{30.33}{60.18} \quad (\text{II.4})$$

donc $cv = 0.50$.

➤ **L'exposant climatique :**

Selon les études régionales de l'A.N.R.H(Blida) on a **$b=0,41$** .

II.3.1.2 Choix de la loi d'ajustement :

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

Dans présente étude on applique la loi de GALTON (Loi Log normale) et la loi de GUMBEL (Double exponentiel).

Les critères de sélection d'une loi sont initialement liés à un ajustement graphique, puis à un test de dispersion. L'apparition des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

II.3.1.3 Vérification de l'homogénéité de la série :

Il est essentiel de vérifier l'homogénéité de la série avant d'effectuer l'ajustement.

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- Déterminer la médiane Me ;



- Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

(-) pour $X_i > Me$

(+) pour $X_i < Me$

- Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre totale de séries de + ou de -

T_s : taille de la plus grande série de + ou de -

$$N_s > \frac{1}{2}(n + 1 - 1.96 \sqrt{n + 1}) \quad (\text{II. 5})$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}(N) + 1) \quad (\text{II. 6})$$

Si les conditions sont vérifiées donc l'homogénéité de l'échantillon est vérifiée.

Test de la médiane [2] :

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

La médiane :

Puisque la série est paire, la médiane est la moyenne des deux valeurs ayant le rang $\frac{n}{2}$ et $\frac{n}{2} + 1$ c'est-à-dire en rang 17 et 18 et donc la médiane égale $(X_{50\%}) = 47.65$ mm.

$$Me=47.65$$

$$N_s=17$$

$$T_s=5$$

$$\text{On a : } \frac{1}{2}(n + 1 - 1.96 \sqrt{n + 1}) ;$$

Avec :

$$n=34$$

AN :

$$N_s > 1/2(34+1-1.96 \sqrt{(35)})=11.7$$

$$T_s < 3.3(\log_{10} (34)+1)= 8.4$$

Alors les deux conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée.



II.3.2 Calcul du paramètre de la loi choisie :

II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

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

$Y = \alpha/(x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel

$F(x)$: 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 »

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/\alpha) y + x_0$.

a) procédé d'ajustement :

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

$$F(x) = \frac{m + 0.5}{n} \times 100 \quad (\text{II. 8})$$

m : numéro d'ordre

n : taille de la série

3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
4. Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;
5. Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;

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

6. Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est :

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

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



7. Si la corrélation est bonne, calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel tel que :

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

Sachant que :

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel.

X_0 : l'ordonnée à l'origine.

8. Tracer la droite de Gumbel (à l'aide du logiciel HYFRAN).

9. Calculer l'intervalle de confiance.

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel [2] :

- **Coefficient de corrélation r** : $r=0.95$

On voit que $r > 0,8$, donc la corrélation est acceptable.

A 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 (voir graphe (N°II-1) à l'aide du logiciel (HYFRAN).

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel ;

Avec :

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

$$1/\alpha = 0,78 \times \sigma_x$$

$$1/\alpha = 0,78 \times 30.33 = 23.66 ; \text{ donc } 1/\alpha = 23.66 \text{ mm} ;$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} y_i}{n} = 0.57 \text{ mm} \quad (\text{II.13})$$

$$\bar{x} = \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y} + x_0 \quad x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y} = 60.18 - 23.66 (0.57) = 46.69 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de Gumbel devient :

$$X = 23.66 y + 46.69$$



D'où :

$$P_{\max j, p\%} = 23.66 y + 46.69$$

La variable réduite est égale à :

$$Y = -\ln(-\ln F(90\%)) = 2.25$$

c) résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel :

- Gumbel (méthode des moments)
- Nombre d'observation : 34
- Quantiles :
 $q = F(x)$
 $T = 1 / (1 - q)$

Tableau II-3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (Hyfran).

T	q	XT	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	267	188 - 347
2000.0	0.9995	229	163 - 294
1000.0	0.9990	212	152 - 272
200.0	0.9950	173	127 - 220
100.0	0.9900	157	116 - 197
50.0	0.9800	140	105 - 175
20.0	0.9500	118	90.3 - 145
10.0	0.9000	95.3	78.7 - 122
5.0	0.8000	82.3	66.3 - 98.3
3.0	0.6667	68.0	55.9 - 80.1
2.0	0.5000	55.1	45.6 - 64.6

Avec

T : période de retour (T=10ans).

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm).

Tableau II-4 : résumé des caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques de l'échantillon	
Minimum	20.6
Maximum	157
Moyenne	60.2
Ecart-type	30.33
Médiane	47.65
Coefficient de variation (Cv)	0.50
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.88

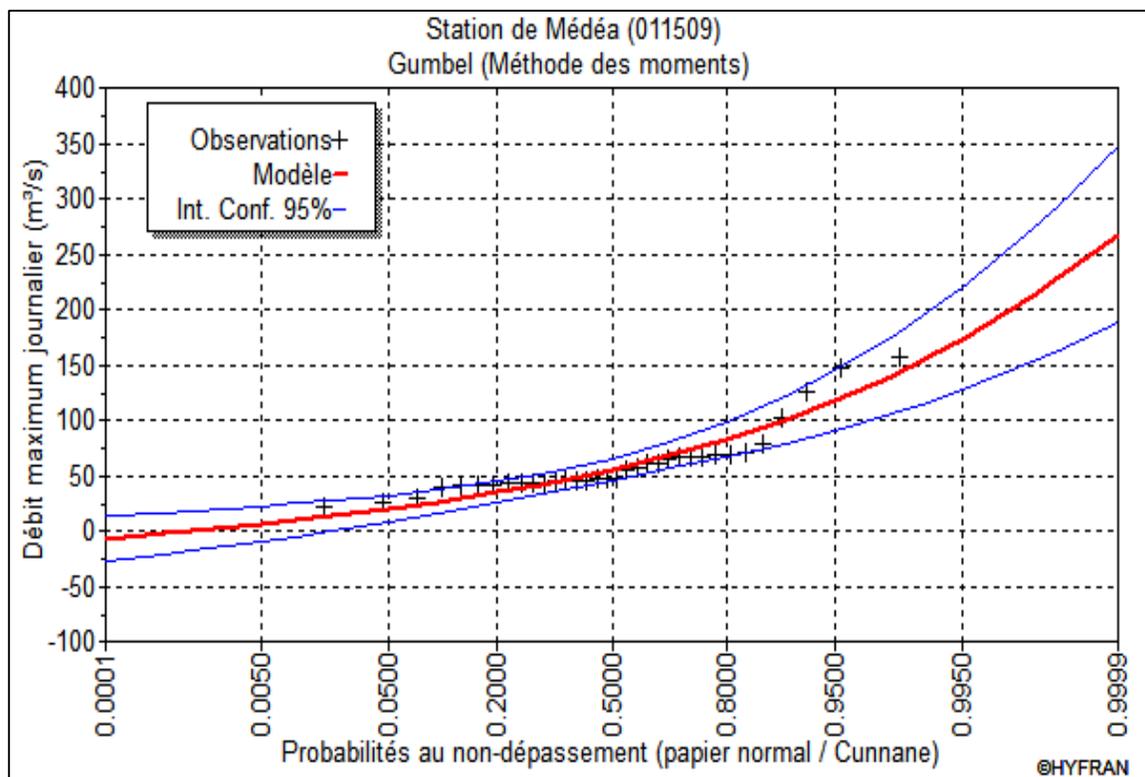


Figure II.1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel



II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) [2] :

La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables, sa fonction de distribution est donnée par l'équation suivante. :

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

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.15})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier gaussien-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a) Procédé d'ajustement :

- 1- Classer les 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 σ .
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$.
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.16})$$

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \quad \overline{\ln x} = 3.998 \sim 4 \text{ mm} \quad (\text{II.17})$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0.44 \text{ mm}$$

L'équation totale devient

$$\ln x = 4 + u \times 0.44$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° II-2, et les Résultats de l'ajustement par la loi de Galton dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	q	XT	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	276	161 - 392
2000.0	0.9995	229	143 - 316
1000.0	0.9990	210	135 - 285
200.0	0.9950	168	116 - 220
100.0	0.9900	150	107 - 194
50.0	0.9800	134	98.6 - 169
20.0	0.9500	112	86.4 - 137
10.0	0.9000	100	76.3 - 114
5.0	0.8000	78.7	65.2 - 92.2
3.0	0.6667	65.7	55.6 - 75.8
2.0	0.5000	54.5	46.5 - 62.5

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm)

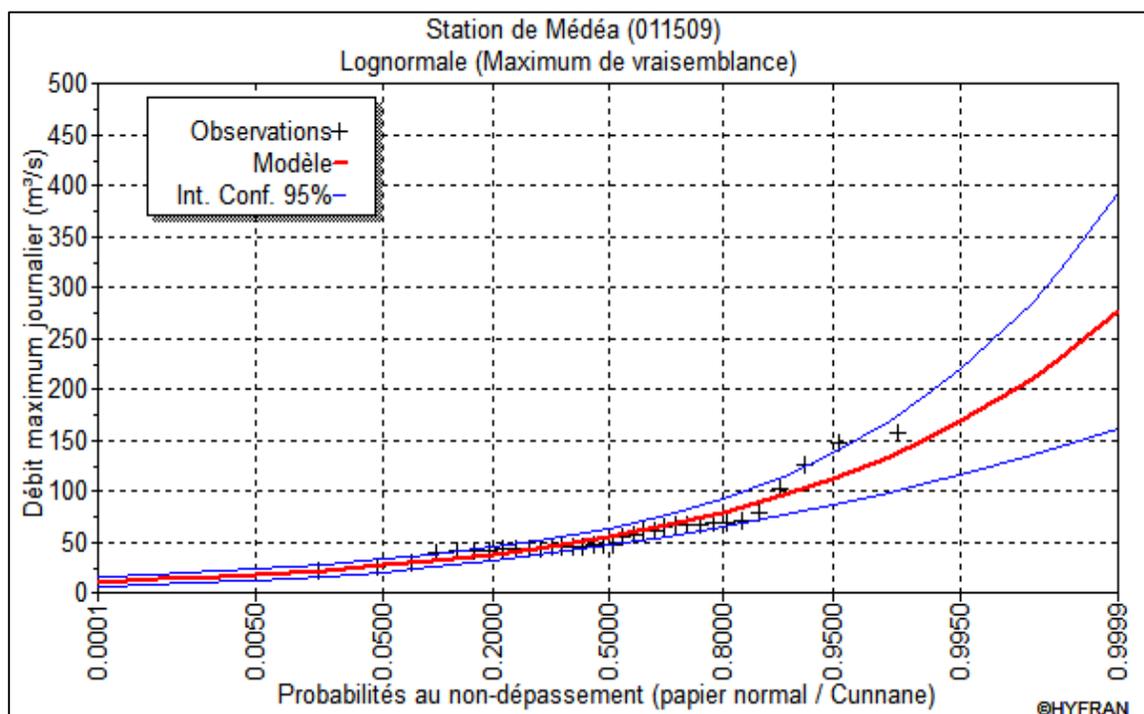


Figure II .2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.



II.3.3 Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI :

La formule de MONTANAR est donnée par :

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

Où :

$I_{\Delta t(15\text{min}),p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24,p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

Δt : durée de l'averse en heure, $t=0.25h=15\text{min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b: exposant climatique de la région ($b=0.41$).

Les estimations d'intensité supposent d'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut-être la valeur optimale.

Nous aurons donc :

$$I_{15\text{min}.10\%} = I_{24.10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24.10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} ;$$

D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15\text{min}.10\%} = \frac{95.3}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.41-1} = 58.67 \text{ mm/h}$$

D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}.10\%} = \frac{100}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.41-1} = 61.56 \text{ mm/h}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre de l'étude d'hydrologie nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et loi de Galton), soit analytiquement ou graphiquement, sont très proches.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, nous utiliserons la valeur obtenue par la loi de Galton, et nous déterminerons la valeur de l'intensité pluviale, c'est-à-dire le débit spécifique.

$$I_{15\text{min}.10\%} = \frac{61.56 \times 10000}{3600} = 171 \text{ l/s/ha}$$

Chapitre III

Calcul de base du
réseau d'évacuation
des eaux usées et
pluviales



Introduction :

L'assainissement en milieu urbain a pour objectif d'assurer l'évacuation de toutes les eaux pluviales et eaux usées, et de les évacuer d'une façon gravitaire vers les exutoires naturels d'une manière qui réponde aux exigences de santé publique et d'environnement.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est essentiel, il est obligatoire de passer par certaines étapes préliminaires, dans lesquelles nous avons trouvé les calculs de base.

Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur le calcul de base du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales et l'estimation du nombre d'habitants, les coefficients de ruissèlement pour chaque sous bassins., le nombre de sous-bassins utilisés, ainsi le choix du système d'assainissement et le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

III.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

De manière générale, un bassin est l'aire sur laquelle toutes les eaux qui ruissellent en surface sont collectées par une ligne d'écoulement.

Le découpage du site en sous-bassins est basée sur :

- Les routes et voiries existantes ou projetées.
- Les pentes et contre pentes.
- Les limites naturelles (Oued, talweg. Etc.).
- La nature des sols.
- Le réseau existant dans le cas d'une réhabilitation.
- La densité des habitations.

Pour notre projet, le découpage de la zone se fait suivant les routes et voiries existantes, la nature des sols, la densité des habitations.

III.2 Systèmes d'évacuation [4] :

Le principe de l'assainissement collectif est d'avoir un réseau d'assainissement urbain à travers lequel les usagers peuvent collecter les eaux usées ; par conséquent, le réseau peut être unitaire ou séparatif.

III.2.1 Système unitaire :

Un système unitaire est un système qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération par un réseau unique. C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de hautes densités, mais qui pose des problèmes d'auto-curage en période sèche.



III.2.2 Système séparatif :

Un système dit séparatif qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Il est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes.

III.2.3 Système pseudo séparatif :

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs.

III.3 Choix du système du réseau [1] :

Le choix du système en fonction des facteurs suivants :

- La densité de population.
- La largeur des voies.
- Divers réseaux existants (AEP, gaz, etc....)
- Du cours d'eau récepteur (exutoire).
- Ouvrages existants.
- Comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).

Parmi tous les facteurs mentionnés ci-dessus, dans ce projet, le réseau le plus adéquat, et le plus adaptable est le réseau de type **unitaire** pour les raisons suivantes :

- Existence d'un réseau général unitaire.
- Indisponibilité d'espace.

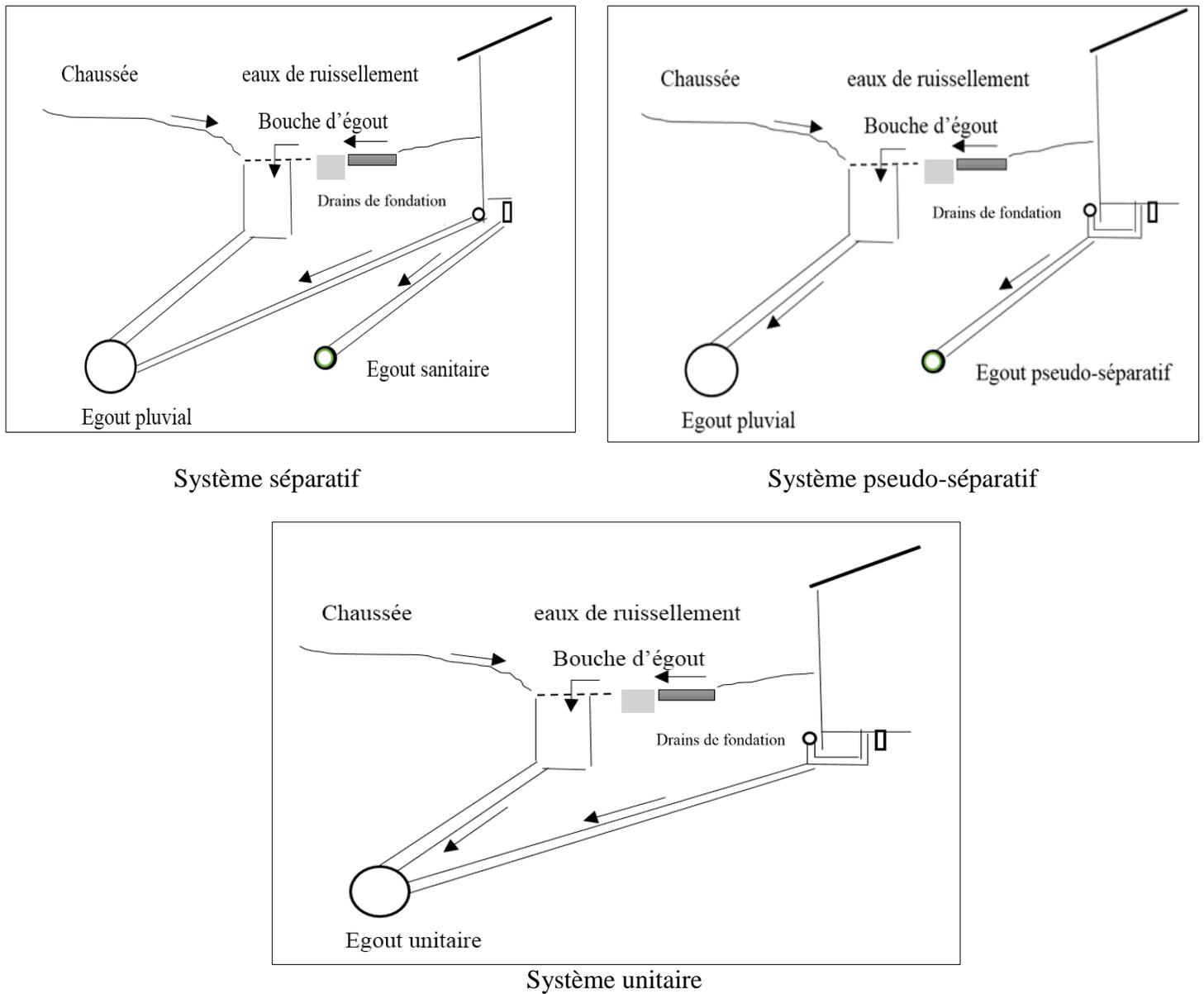


Figure III.1 : divers systèmes d'évacuation [1]

III.4 Schémas d'évacuation [3] :

Bien que la disposition du réseau d'évacuation soit très différente selon le système choisi, leur schéma est généralement similaire à l'un des cinq types décrits ci-dessous.

III.4.1 Schéma perpendiculaire :

Le schéma consiste à placer un certain nombre de collecteurs perpendiculairement à la rivière. Il ne permet pas de concentrer l'eau en un seul point d'épuration, il convient aux situations où l'épuration est jugée inutile, et il convient également pour évacuer les eaux de pluie dans un système séparatif.

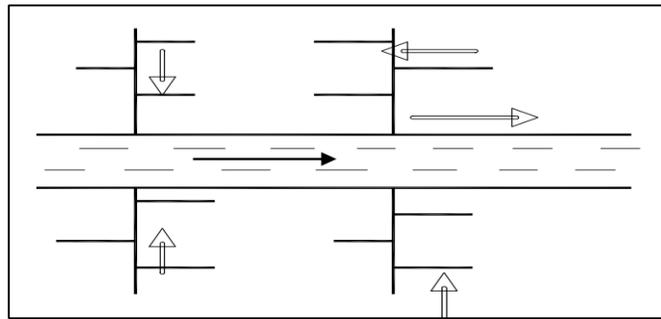


Figure III.2 : Schéma perpendiculaire

III.4.2 Schéma par déplacement latéral :

Ce schéma est le plus simple, les effluents peuvent être transportés en aval de l'agglomération pour y être traités. L'eau est collectée dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas, l'épuration est nécessaire.

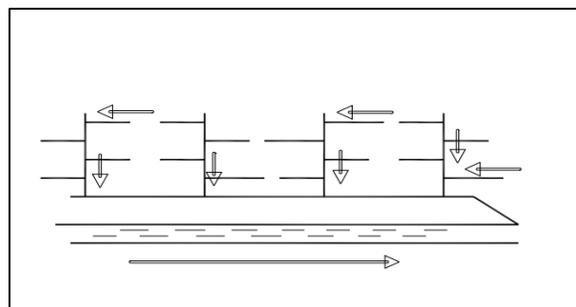


Figure III.3 : Schéma par déplacement latéral

III.4.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma prévoit des ramifications de collecteurs qui permettent d'orienter la décharge en aval de l'agglomération. Ce type est utilisé lorsque la pente du terrain est faible.

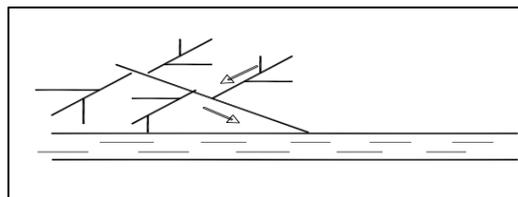


Figure III.4 : Schéma à Collecteur Transversal (Oblique)

III.4.4 Schéma à collecteur étagé :

Ce schéma s'apparente au schéma précédent, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

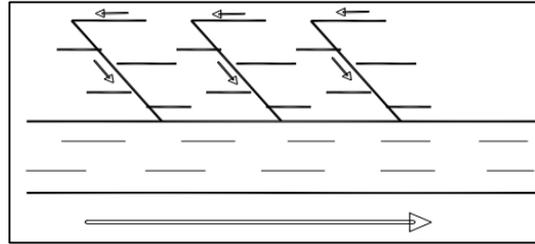


Figure III.5 : Schéma à Collecteur Étagé

III.4.5 Schéma type radial :

Ce schéma est adapté aux zones planes, permettant de concentrer l'effluent utilisé en un ou plusieurs points et il sera relevé pour être évacué en un point distants.

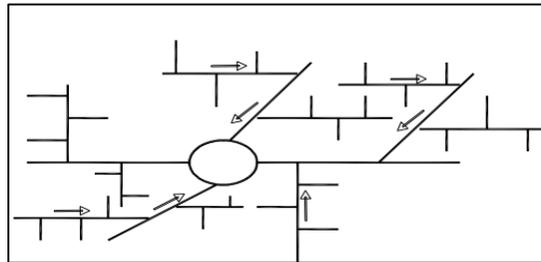


Figure III.6 : schéma type radial

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation [01] :

Le choix du schéma du réseau tenant compte les facteurs suivants :

- L'emplacement de la station d'épuration (le cas échéant).
- La topographie du terrain.
- De la place de l'exutoire.
- La répartition des habitations dans la zone urbaine.

D'après la disposition de notre agglomération ainsi que la position de notre rejet, et que l'exutoire est éloigné des points de collecte, à la lumière de ces données, on a choisi le schéma par déplacement latéral.

III.6 Choix du coefficient de ruissellement [05] :

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



$$C = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2 \quad (\text{III.1})$$

Ce coefficient peut faire passer le débit d'eau pluviale de simple à double, c'est pourquoi lors de la découpe du sous bassin, les sous-bassins doit être le plus uniforme possible pour minimiser les erreurs dans 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.

III.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Si la surface du bassin est composée de plusieurs zones élémentaires « Ai » et que le coefficient de ruissellement « Cri » est affecté à ces zones, le coefficient de ruissellement est pondéré comme :

$$Crp = \frac{\sum Ai * Cri}{A} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin.

II.6.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente au fur et à mesure que la population augmente car la surface couverte augmentera par rapport à celle perméable. Cela fournit un ruissellement important.

Tableau III-1 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement
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



II.6.3 Coefficient de ruissellement en fonction du type de surfaces :

Tableau III-2 : Coefficient de ruissellement suivant le type de surfaces

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Chaussées revêtues, pistes ciment	0,70 - 0,95
Toitures et terrasses	0,75 - 0,95
Sols imperméables avec végétation	0,18 - 0,35
Sols perméables avec végétation	0,10 - 0,20

III.6.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

Tableau III-3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab /ha)	Coefficient de ruissellement
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

III.6.5. Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol :

Tableau III-4 : Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	0,70 - 0,95
Résidentiel	0,25 - 0,75
Industrie	0,50 - 0,80
Parcs et jardins publics	0,05 - 0,25
Terrains de sport	0,10 - 0,30
Terrains vagues	0,05 - 0,15
Terres agricoles	0,03 - 0,13

III.6.6. Coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassins :

Tableau III-5 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° SB	Aire(ha)	Crp
01	3,75	0,7
02	4,23	0,55
03	10,33	0,7
04	7,82	0,8
05	8,44	0,85



III.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire :

L'évaluation des habitants faite sur la base de la direction des logements et des équipements publics (DLEP) par l'attribution de six personnes par logement, et comme on a le nombre des logements et leur emplacement sur le pôle urbain, donc il est facile à déterminer le nombre d'habitants par chaque surface élémentaire par la relation suivante :

$$N_{\text{hab}} = 6 \times N_{\text{log}}$$

N_{hab} : nombre d'habitants dans la surface élémentaire.

N_{log} : nombre de logement dans la surface élémentaire.

Tableau III-6 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° SB	Nombre des logements	Nombre d'habitants
01	195	1170
02	144	864
03	822	4932
04	360	2160
05	1248	7488

Conclusion :

A la fin de ce chapitre, on a fixé les choix suivants :

- 1- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire avec un schéma à déplacement latéral.
- 2- IL a été déduit cinq (5) sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine (se fait suivant les routes et voiries existantes, la nature des sols, la densité des habitations).
- 3- Après le découpage de la zone d'étude, nous avons estimé le coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire.

Chapitre IV

L'évaluation des
différents débits de
chaque sous bassin



Introduction :

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux pluviales et usées, l'évaluation de ces eaux est basée sur l'estimation du volume et de la qualité des rejets, c'est donc l'une des étapes très importantes pour le dimensionnement de réseau d'assainissement, d'une part, pour éviter les problèmes techniques, économiques et environnementaux, et d'autre part d'assurer la bonne évacuation de ces eaux.

VI.1 Evaluation des débits des eaux usées :

Le calcul du débit d'eaux usées implique principalement l'estimation des quantités de rejets liquides provenant des habitations et des lieux des différentes activités.

L'objectif principal de l'évaluation du débit des eaux usées dans l'étude du réseau d'assainissement correspond essentiellement à :

- Aux pointes des rejets qui conditionnent la détermination de la section de conduite.
- Le débit minimum actuel peut évaluer la capacité d'auto curage de la canalisation.

VI.1.1 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 domestiques sont constituées les eaux ménagères et vannes.

Les eaux ménagères englobent les eaux de cuisine, de lessive, et de bain, etc. Les eaux vannes englobent les urines et les matière fécales.

B. Les eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rues, etc.) sont évacuées dans le réseau par des évier grillagés. Les eaux usées de service public (éducation, sanitaires, tourisme, administration et divers autres services d'utilité publique) seront combinées aux besoins domestiques.



C. Les eaux usées industrielles :

Eaux qui sont rejetées ou produites au cours de processus de production industrielle et qui n'ont pas de valeur immédiate pour ces processus. Dans les cas où des systèmes de recyclage de l'eau existent, ils sont caractérisés par des substances acides ou alcalines corrosives ou entartrées à température élevée, souvent odorants et colorés.

Il est entendu que ces eaux sont soumises à un traitement sur site. Les eaux usées sanitaires et les eaux pluviales collectées sur les terrains industriels sont également exclues de la présente catégorie.

Dans notre agglomération, il existe que les eaux usées domestiques.

VI.1.2 Estimation des débits des eaux usées :

La quantité d'eaux usées rejetée chaque jour sera évaluée en fonction de la consommation d'eau par habitant.

La quantification des rejets dépend du type d'agglomération et des modes d'occupation des sols. Plus le degré d'urbanisation est élevé, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

On considère généralement que l'eau évacuée n'est que 80% du volume d'eau, ce qui est appelé coefficient de rejet.

VI.1.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques [1] :

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Pour notre agglomération on prend la dotation moyenne journalière est de 180 l/j/hab d'après la DRE de Médéa.

A. Evaluation du débit moyen journalier [1] :

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{K_r \times D \times N}{86400} \quad (\text{l/s}) \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).
- K_r : coefficient de rejet pris égale à 80% de la quantité d'eau potable.
- D : dotation journalière prise égale à 180 (l/j / hab).
- N : nombre d'habitants.



B. Evaluation du débit de pointe [1] :

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 qui est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy,j} \quad (IV.2)$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe égale à :

$$\begin{cases} K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} & \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases} \quad (IV.3)$$

IV.1.4 Eaux usées des services publics :

Les débits des équipements existant dans notre site sont mentionnés dans le tableau IV-1.

Tableau IV-1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.

S.B	N° équipement	type d'équipement	Unité de mesure	La quantité d'unité de mesure	Dotation l/j.h ou l/j.m ²	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)	Qequi total (m ³ /j)	Qequi total (l/s)
1	E1	Groupement scolaire A	élève	450	15	6.75	5.4	5.76	0.067
	E2	sureté urbaine	fonctionnaire	30	15	0.45	0.36		
2	E3	Jardin public	m ²	12485	3	37.455	29.964	41.964	0.486
	E4	Garderie	enfant	100	10	1	0.8		
	E5	Mosquée	fidèle	700	20	14	11.2		
3	E6	Marche publique	personne	400	10	4	3.2	19.22	0.222
	E7	APC	fonctionnaire	25	15	0.375	0.3		
	E8	C.E.M A	élève	700	15	10.5	8.4		
	E9	Groupement scolaire B	élève	450	15	6.75	5.4		
	E10	Centre de santé	malade	80	30	2.4	1.92		
4	E12	Bureaux commerciaux	personne	100	15	1.5	1.2	27	0.313
	E13	Groupement scolaire C	élève	450	15	6.75	5.4		



IV-1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements. (Suite)

	E14	Lycée A	élève	1000	15	15	12		
	E15	C.E.M B	élève	700	15	10.5	8.4		
5	E16	Cour de Récréation(complexe sportif)	personne	200	40	8	6.4	6.4	0.074

Source d'information : URBAB Médéa

Tableau IV-2 : Evaluation des débits d'eaux usées domestique.

S.B	Nbr logement	Nbr habitants	Dot (l/j/hab)	Q _{moy} (l/s)	K _p	Q _{pte,usé} (l/s)	Q _{equip} (l/s)	Q _{EU total} (l/s)	Q _{EU total} (m ³ /s)
1	195	1170	180	1.95	3	5.85	0.067	5.917	0.0059
2	144	864	180	1.44	3	4.32	0.486	4.806	0.0048
3	822	4932	180	8.22	2.37	19.48	0.222	19.702	0.0197
4	360	2160	180	3.6	2.82	10.52	0.313	10.833	0.0108
5	1248	7488	180	12.48	2.21	27.58	0.074	27.654	0.0277

Signification des colonnes :

Q_{moy,j} : Débit d'eau usée moyen (l/s).

Q_{pte,usé} : Débit d'eau usée de pointe (l/s).

Q_{equip} : Débit d'eau usée d'équipement (l/s).

Q_{EU total} : Débit d'eau usée total (l/s).



VI.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Le nombre considérable de facteurs intervenant dans le calcul des débits de pointe d'eaux pluviales en différents points d'un réseau d'assainissement a conduit les chercheurs et les ingénieurs à la mise au point de méthodes donnant une représentation globale et simplifiée des phénomènes de pluie, de ruissellement, et de transfert en collecteur.

On a deux méthodes largement utilisées pour l'évaluation du débit d'eau pluvial

- La méthode superficielle.
- La méthode rationnelle.

IV.2.1 la méthode superficielle (méthode de Caquot) [3] :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globale de méthode rationnelle car elle prend en compte tous les paramètres qui affectent le ruissellement.

La formule ressemble à ceci :

$$Q(f) = K^{1/u} \times I^{v/u} \times C^{1/u} \times A^{w/u} \quad (IV.4)$$

Où :

$Q(F)$: débit pluvial de fréquence f , en (m³/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (IV.5)$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \quad (IV.6)$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \quad (IV.7)$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(f) \quad (IV.8)$$

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

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \quad (IV.9)$$

Où :

$I(t, f)$: intensité de pluie de durée t et de fréquence f ; avec $t=15$ min ; $f=90\%$.



IV.2.1.1 hypothèse et base de calcul du modèle :

- Si la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration, le débit de pointe ne peut être observé qu'à la sortie.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse pendant le temps de concentration.

IV.2.1.2 Validité de la méthode superficielle [1] :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure du sous bassin versant est de 200 hectares.
- 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%.

IV.2.2 La méthode rationnelle [3] :

C'est une méthode d'estimation du débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs restreints par des isochrones.

Cette méthode a été découverte en 1889, mais elle n'a été promue qu'en 1906, c'est une méthode qui a fait ses preuves, particulièrement adaptée aux petits surface ($\leq 10 \text{ ha}$).

La méthode est définie sous la forme :

$$Q = \alpha \cdot C \cdot i \cdot A \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

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

S : surface de l'aire d'influence (ha).

C : coefficient de ruissellement.

i : intensité de précipitation (l/s/ha).

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

IV.2.2.1 hypothèses de la méthode :

- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que l'intervalle de récurrence d'une averse d'intensité uniforme i .
- Ce n'est que lorsque la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin que le débit de pointe Q_p est observé à la sortie.
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.



IV.2.2.2 Validité de la méthode rationnelle [3] :

Cette méthode est efficace pour une superficie relativement restreinte (10 hectares).

En raison de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, l'effet est meilleur pour les plus petites superficies, et elle convient également aux zones où le temps de concentration n'excède pas 30 minutes.

IV.2.3 Choix de la méthode :

Pour le calcul du débit pluvial et d'après la validité et les hypothèses des deux méthodes, on opte pour les débits des eaux pluviales la méthode rationnelle, car la méthode permet une meilleure estimation du coefficient de ruissellement, surtout sur des surfaces remarquables, ce qui est le cas avec notre site.

IV.2.4 Temps de concentration [3] :

Le temps de concentration du bassin est défini comme le temps nécessaire aux précipitations pour atteindre le point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (IV.11)$$

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

$$t_1 = \frac{L}{60v} \text{ (min)}$$

Avec :

L : parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement qui en (m /s)

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \text{ (min)}$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

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



IV.2.5 coefficient de correction α :

Compte tenu de la répartition des précipitations dans l'espace, il est nécessaire d'appliquer un coefficient minorateur déterminé selon la loi de répartition de pluie.

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

IV.2.6 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle :

Les débits de chaque S.B sont mentionnés dans le tableau IV-3

Tableau IV-3 : Calcul des débits pluviaux par surface élémentaire.

S.B	S (ha)	Cr	I (l/s/ha)	Q _{EP} (l/s)	Q _{EP} (m ³ /s)
1	3,75	0,7	171	448,875	0,449
2	4,23	0,55	171	397,831	0,398
3	10,33	0,7	171	1236,501	1,236
4	7,82	0,8	171	1069,776	1,07
5	8,44	0,85	171	1226,754	1,227

IV.3 Débits totaux d'eaux usées et pluviales des sous bassins :

Tableau IV-4 : Calcul des débits totaux.

S.B	S (ha)	Cr	Q _{EP} (m ³ /s)	Q _{EU} (m ³ /s)	Q _T (EP+EU) (m ³ /s)
1	3,75	0,7	0,449	0.0059	0,4549
2	4,23	0,55	0,398	0.0048	0,4028
3	10,33	0,7	1,236	0.0197	1,2557
4	7,82	0,8	1,07	0.0108	1,0808
5	8,44	0,85	1,227	0.0277	1,2547

I : l'intensité moyenne de précipitation

Q_{EP} : débits d'eau pluviale

Q_{EU} : débits d'eau usée

Q_T : débits total (pluviale + usée).

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, les différents débits (pluviales et eaux usées) ont été calculés pour chaque sous bassin. Nous avons constaté que le débit d'eaux usées est presque négligeable par rapport au débit d'eaux pluviales ; et après la détermination de ces derniers, nous pouvons passer à l'étape suivante qui comprend le dimensionnement des collecteurs pour évacuer les rejets de notre site.

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement



Introduction :

L'étape qui vient après la détermination du débit est le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

Le calcul hydraulique est une étape clé car il régule le fonctionnement du réseau de manière durable.

Du point de vue de la santé, le réseau d'assainissement devrait s'assurer :

- Évacuez rapidement les matières fécales de la maison ;
- Transporter les eaux usées dans des conditions sanitaires satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards) doivent respecter certaines normes de débit.

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage.

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.

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.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement [6] :

L'écoulement en réseau d'assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc il est tributaire de la topographie du terrain naturel, la vitesse de cet écoulement ne doit pas être érosive, au même temps il doit assurer l'auto curage.

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 300 mm.

Si les conditions d'auto curage ne sont pas satisfaites il faut prévoir soit la mise en place de chasses automatiques, soit, l'utilisation périodique d'engins du curage.

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 a conduit à poser des limites supérieures aux vitesses admissibles.

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



Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute.

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

- **Les collecteurs** : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
 - Pentes.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.

V.3 Mode de calcul [6] :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.
- L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \quad (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).



Cette vitesse se calcule par différentes expressions, si on choisit la formule de Manning Strickler, la vitesse est déterminée par l'expression :

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

Où :

I (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

Ks : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (V.3)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \times Q t}{K_s \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (V.4)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi (D_{nor})^2}{4} \quad (V.5)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe N°1 (voir abaque) nous avons établi les relations entre Rq et Rv, ainsi entre Rq et Rh.

Les relations sont les suivantes :

- $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \quad (V.6)$

$$R_{q,min} = \frac{Q_{eu}}{Q_p}$$

- $R_v = -25.63 \times r_q^6 + 93.647 \times r_q^5 - 134.25 \times r_q^4 + 95.24 \times r_q^3 - 35.151 \times r_q^2 + 7.0395 \times r_q + 0.2263 \quad (V.7)$

- $R_h = -11.423 \times r_q^6 + 40.641 \times r_q^5 - 55.497 \times r_q^4 + 37.115 \times r_q^3 - 12.857 \times r_q^2 + 2.8373 \times r_q + 0.0359 \quad (V.8)$



Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow V = R_v \times V_{ps}$$

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

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow V_{min} = R_{v,min} \times V_{ps}$$

$$R_{hmin} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow H_{min} = R_{hmin} \times D_{nor}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier :

Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00 \text{ m/s}$)

Condition 2 :

- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v_{min} \geq 0.6 \text{ m/s}$.
- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v_{min} \geq 0.3 \text{ m/s}$.

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

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

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

V.4 Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètre hydraulique sont résumés dans les tableaux ci-dessous .

Tableau V-1 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°1

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
A1 - A2	20.06	0.0399	0.065	180.64	300	0.26	0.846	0.34	0.103	3.003	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A2 - A3	9.97	0.0401	0.065	180.44	300	0.26	0.845	0.34	0.103	3.010	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A3 - A6	14.57	0.0405	0.065	180.12	300	0.26	0.844	0.34	0.103	3.020	0.25	3.58	0.644	Autocurage vérifié
A4 - A5	26.53	0.0397	0.065	180.79	300	0.26	0.846	0.34	0.103	2.999	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A5 - A6	20.98	0.0397	0.065	180.82	300	0.26	0.846	0.34	0.103	2.998	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A6 - A7	22.92	0.0397	0.13	234.46	300	0.52	1.012	0.51	0.153	3.585	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A7 - A8	20.92	0.0397	0.13	234.49	300	0.52	1.012	0.51	0.153	3.584	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A13 - A14	34.83	0.0399	0.067	182.68	300	0.27	0.853	0.35	0.105	3.030	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
A15 - A16	34.9	0.0266	0.067	197.05	300	0.33	0.895	0.39	0.118	2.600	0.21	2.90	0.523	Autocurage vérifié
A16 - A14	25.52	0.0400	0.13	234.16	300	0.52	1.011	0.51	0.153	3.594	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
A14 - A17	30.41	0.0398	0.13	234.36	300	0.52	1.011	0.51	0.153	3.588	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A17 - A18	12.96	0.0401	0.13	233.99	300	0.52	1.010	0.51	0.152	3.599	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A19 - A20	17.59	0.0234	0.065	199.55	300	0.34	0.902	0.40	0.120	2.456	0.19	2.72	0.490	Autocurage vérifié
A20 - A21	24.6	0.0130	0.065	222.86	300	0.45	0.971	0.47	0.142	1.969	0.14	2.03	0.365	Autocurage vérifié
A21 - A18	19.96	0.0401	0.065	180.47	300	0.26	0.845	0.34	0.103	3.009	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A18 - A12	31.6	0.0399	0.195	272.74	300	0.78	1.103	0.66	0.199	3.918	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A27 - A28	25.29	0.0399	0.07	185.68	300	0.28	0.863	0.36	0.108	3.066	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
A28 - A29	27.22	0.0400	0.07	185.59	300	0.28	0.862	0.36	0.107	3.069	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A29 - A30	18.36	0.0403	0.07	185.36	300	0.28	0.862	0.36	0.107	3.077	0.25	3.57	0.643	Autocurage vérifié
A30 - A35	13.93	0.0402	0.07	185.45	300	0.28	0.862	0.36	0.107	3.074	0.25	3.57	0.642	Autocurage vérifié
A35 - A31	16.31	0.0405	0.07	185.22	300	0.28	0.861	0.36	0.107	3.081	0.25	3.58	0.644	Autocurage vérifié



La suite des résultats des calculs se trouve dans les tableaux à l'annexe 4.

Signification des colonnes :

L : Longueur du tronçon (m).

I : Pente de la conduite (m/m).

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_N : diamètre normalisé (mm) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

V_{ps} : Vitesse d'écoulement à pleine section (m/s).

V : Vitesse d'écoulement par temps de pluie (m/s).

V_{min} : Vitesse d'écoulement par temps sec (m/s).

H : Hauteur de remplissage dans la conduite par temps de pluie (m).

Dans notre dimensionnement la vitesse d'auto-curage est vérifiée dans chaque tronçon.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons d'abord abordé l'aspect hydraulique, c'est-à-dire le dimensionnement du réseau de canalisations d'évacuation des eaux usées et pluviales, en suivant la méthode de calcul qui a été expliquée précédemment.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires, on constate que :

- Les vitesses réelles sont généralement acceptables car elles sont en majorité inférieures à 5 m/s (limite supérieure).
- Les vitesses d'auto curage sont respectées presque dans tout le réseau qui sont supérieur à 0,6 m/s.

Les résultats de calcul obtenus (débit Q, vitesse V, diamètre D) et les pentes des canalisations, sont indiqués dans les tableaux ci-dessus

Chapitre VI

Les éléments
constitutifs du réseau
et ouvrages annexes



Introduction :

Les services attendus d'un réseau d'assainissement actif dépendent en grande partie des réglementations adoptées pour les ouvrages annexes disposés en propriété privée et pour les ouvrages annexes publics.

La collecte et la vidange des eaux usées et des eaux pluviales se font à l'aide d'un réseau d'égouts conçu pour fonctionner préférentiellement en écoulement gravitaire.

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

- Les ouvrages principaux : La fonction de ces ouvrages est de rejeter de l'eau au point de rejet.
- Les ouvrages annexes : Leur rôle est de favoriser l'exploitation et la maintenance du réseau.

VI.1 Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux représentent tous les éléments nécessaires à l'évacuation des eaux usées et pluviales du réseau d'égouts, y compris les tuyaux et les joints.

VI.1.1 Les canalisations :

Les éléments principaux du système d'évacuation comprennent :

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

VI.1.2 Les types de canalisations [5] :

A. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m.

Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

B. Conduites en béton armé :

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

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.



- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

Il est possible de se procurer les tuyaux dont les caractéristiques figurent dans le tableau VI-1 suivant :

Tableau VI-1 : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé

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

C. Conduites en grés :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable.

Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique.

L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

D. Conduites en amiante ciment :

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

E. Conduite en fonte :

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



F. Conduite en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié :

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère, celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié est utilisé en assainissement. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre, c'est-à-dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles sous l'effet de température.

Tableau VI-2 : Epaisseurs et diamètres intérieurs des tuyaux PVC et charges approximatives d'ovalisation par mètre.

Diamètre nominale (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)
160	4.5	151.0	5.0	150.0
200	5.4	189.2	6.2	187.6
250	6.6	236.8	7.8	234.4
315	8.3	298.4	9.8	295.4
400	10.5	379.0	12.5	375.0
500	12.8	474.4	15.2	469.0
630	17.0	596.0	-	-
800	20.0	756.0	-	-

VI.1.3 Choix du type de canalisations :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

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

Dans notre projet, nous avons opté pour :

- Les tuyaux en PVC pour les conduites des diamètres inférieur ou égale 600 mm ($\emptyset \leq 600\text{mm}$).
- Les tuyaux en béton et béton armé pour les conduites des diamètres supérieur 600mm ($\emptyset > 600\text{mm}$).



VI.1.4 Les joints des conduites circulaires :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur).

Les différents types des joints utilisés sont :

A. Joint type Rocla :

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

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

B. Joint torique :

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

C. Joint à demi emboîtement :

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

D. Joint à collet :

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

E. Les joints des conduites en béton :

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

F. Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité.

Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

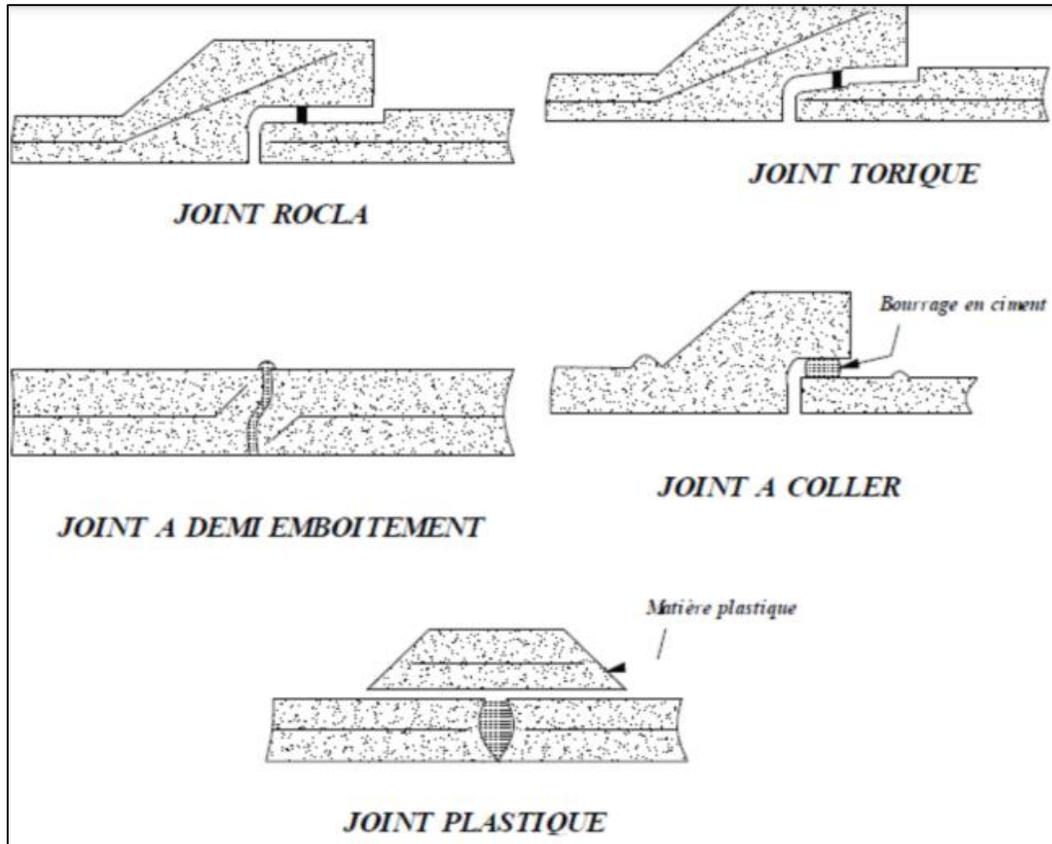


Figure VI.1 : Différents type des joints [7]

VI.1.5 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

VI.1.5.1 Les actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

VI.1.5.2 Les actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.



VI.1.6 Protection des conduites :

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

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).

Qui est le principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.

- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI.2 Ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1 Ouvrages normaux :

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

A. Les branchements [1] :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

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

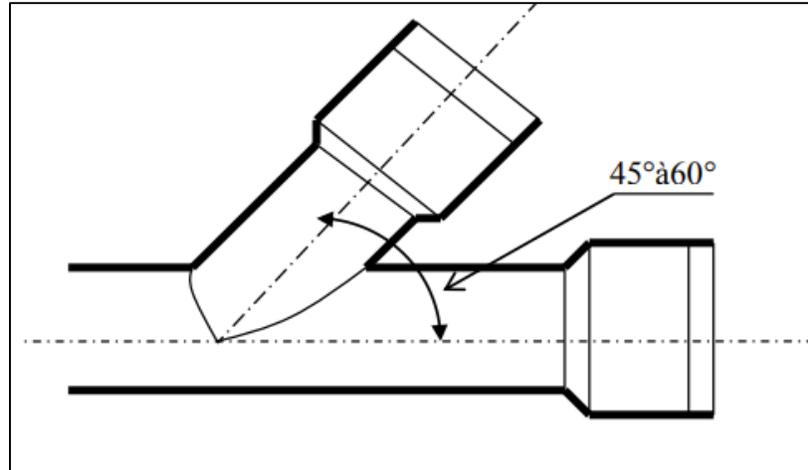


Figure VI.2 : Type de branchements [1]

B. Fossés :

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

C. Caniveaux :

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

D. Bouches d'égout [1] :

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

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement
- Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale, ou à absorption par le haut.

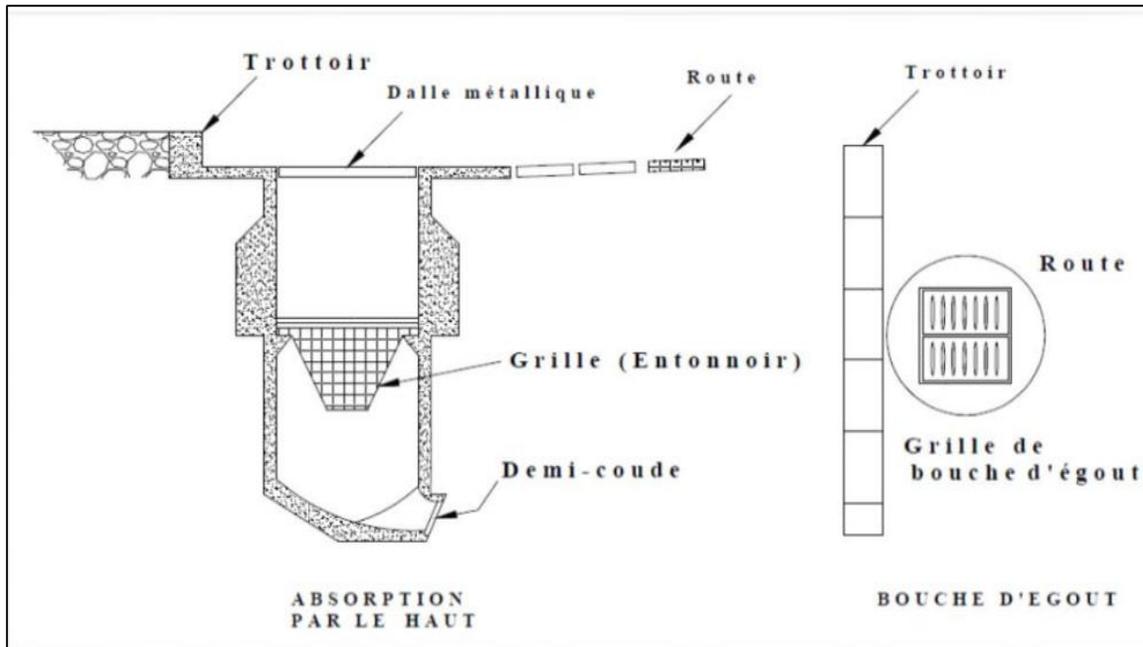


Figure VI.3 : Schéma représente un Bouche d'égout à absorption par le haut [7]

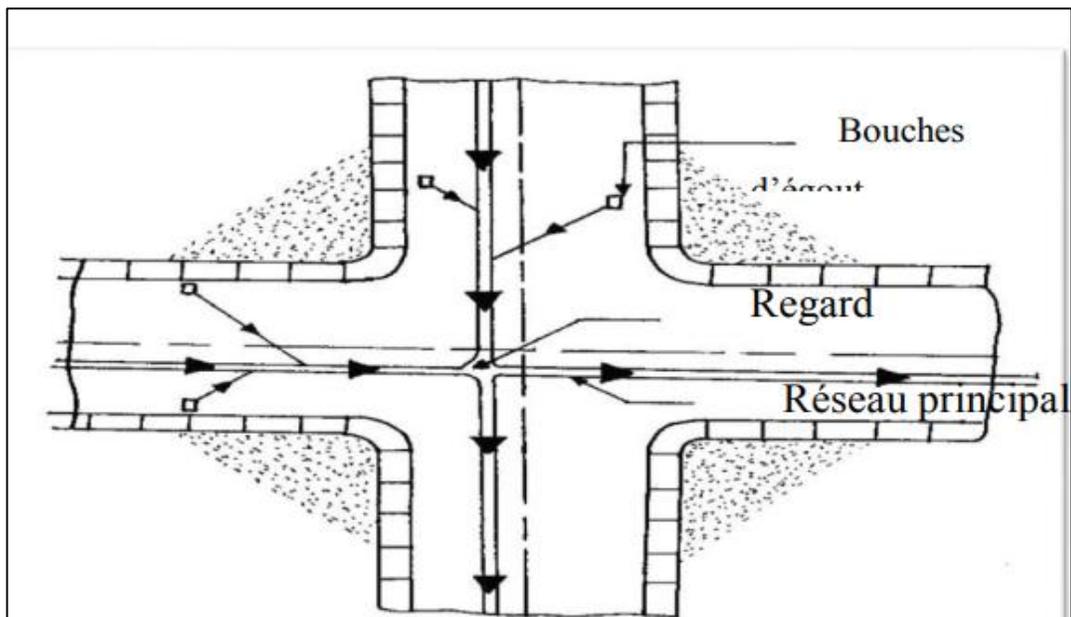


Figure VI.4 : emplacement des bouches d'égout



E. Les regards :

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

- Les regards simples : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents
- Les regards toboggan : En cas d'exhaussement de remous
- Les regards de chute : En cas de forte pente.

La distance entre deux regards est variable entre 25 à 50m en terrain accidenté ou de 50 à 80m en terrain plat.

L'installation des regards sur les canalisations doivent être :

- A chaque changement de direction
- A chaque jonction de canalisation
- Aux points de chute
- A chaque changement de pente
- A chaque changement de diamètre.

Il existe différents types des regards utilisés selon les exigences de réseau, ces types généralement sont :

➤ **Regard de visite :**

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

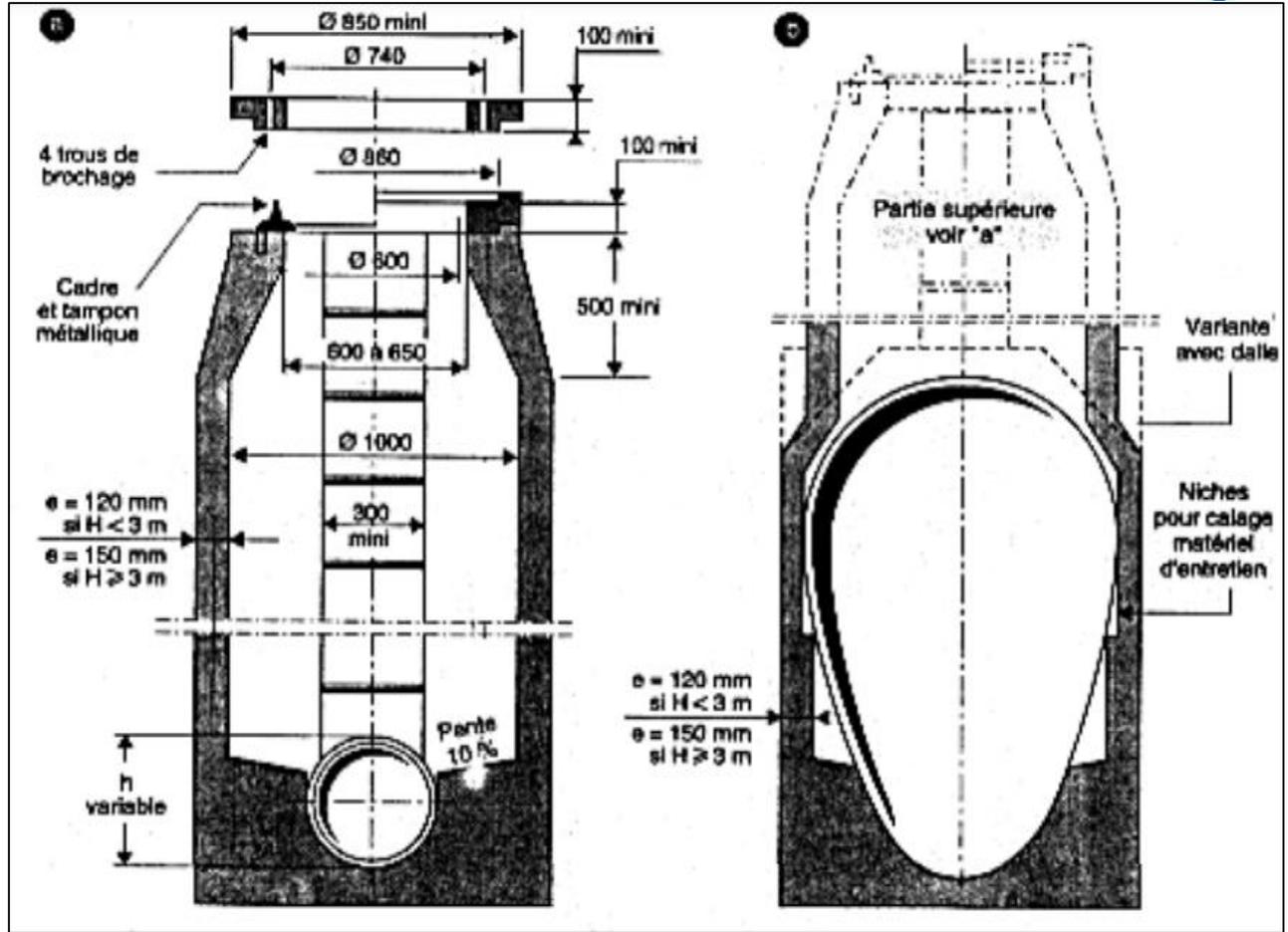


Figure VI.5 : Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre

➤ **Regard de ventilation [1]**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du H₂S gazeux, la ventilation s'opère par :

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

➤ **Regard de jonction [1]**

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

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard)



- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs
- Une absence de reflux d'eau par temps sec
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

➤ **Regard de chute :**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

Remarque :

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

VI.2.2 Dimensionnement des regards de chute : [8]

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

$$\mathbf{x} = \mathbf{vt} \quad (\text{VI.1})$$

$$\mathbf{y} = \frac{1}{2} \mathbf{gt}^2 \quad (\text{VI.2})$$

Où :

- x : La longueur du regard (m).
- y : La profondeur de regard de chute (m).
- v : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Des deux équations on aura :

$$\mathbf{x} = \sqrt{\frac{2y}{g}} \times \mathbf{V} \quad (\text{VI.3})$$

➤ **Exemple de calcul :** regard de chute **E21** et **E22**, collecteur principal A

- Regard E21 :

$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \times V_{\max} = \sqrt{\frac{2 \times 1.12}{9.81}} \times 5.5 = \mathbf{2.62m}$$

- Regard E22 :

$$x = \sqrt{\frac{2 \times 1.28}{9.81}} \times 5.8 = \mathbf{2.96m}$$

VI.2.3 Ouvrages spéciaux :

A. Déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur de la tranche d'eau équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe de temps sec) et de petite pluie.

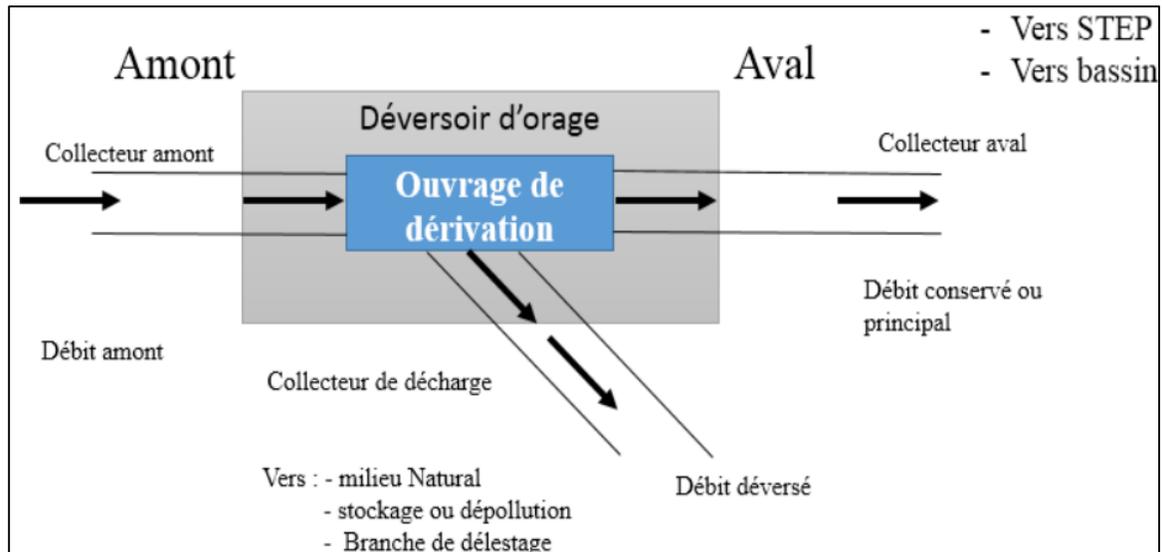


Figure VI.6: Schéma de principe du déversoir d'orage

Les déversoirs d'orage comporteront, en particulier, une chambre de partage dimensionnée hydrauliquement dont les seuils de déversement seront réglables pour permettre l'intervention sur le réseau, mais avec toutes les précautions voulues pour que les services d'exploitation ne les arasent pas trop bas par mesure de commodité.



B. Emplacement des déversoirs d'orage :

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

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

C. Les types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir

C.1 Déversoir à seuil frontal :

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

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu \times L \times H \times \sqrt{2 g H} \quad (\text{VI.4})$$

Dans laquelle :

Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m³/s) ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;

L : Longueur de la lame déversant (m) ;

g: Accélération de la pesanteur (9.81m/s²).

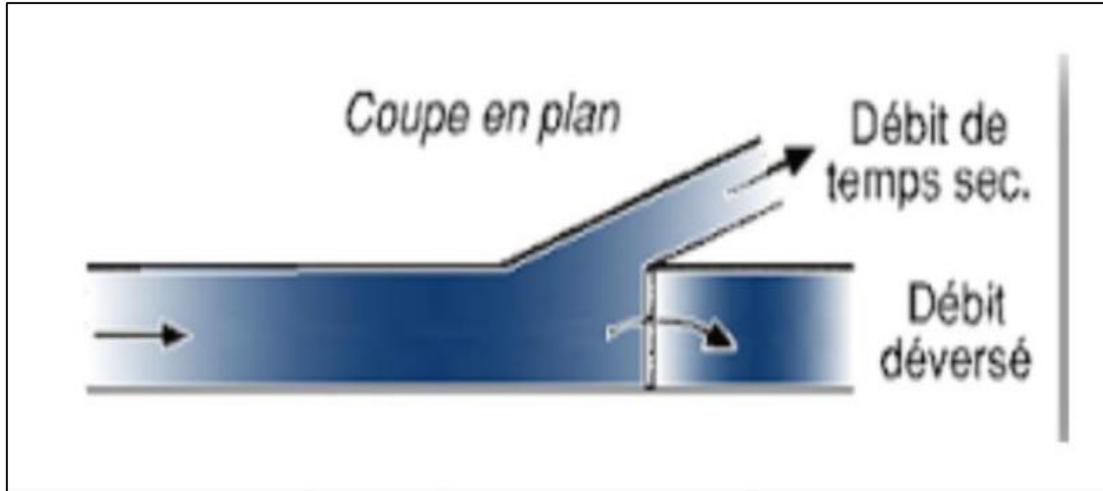


Figure VI.7 : Déversoir d'orage à seuil frontal (coupe en plan).

C.2 Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversant d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal.

Cette longueur de la lame de déversoir calculée est donnée par la même expression :

$$\mathbf{L} = \left(\frac{\mathbf{Q}}{\frac{2}{3} \times \mu \times \sqrt{2 \times g} \times H^{1.67}} \right)^{\frac{1}{0.83}} \quad (\text{VI.5})$$

Dans laquelle :

Q : Débit déversé (m³/s) ;

μ : Coefficient de débit exprimé, d'après la formule de Bazin (μ moyen = 0.40) ; H : Hauteur de charge (m) mesurée dans les conditions définies précédemment.

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;
- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.

C.3 Déversoir à double seuil latéral :

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

Il s'agit de cas bien particuliers au niveau d'une chute dans le collecteur ou en cas de très fortes pentes.

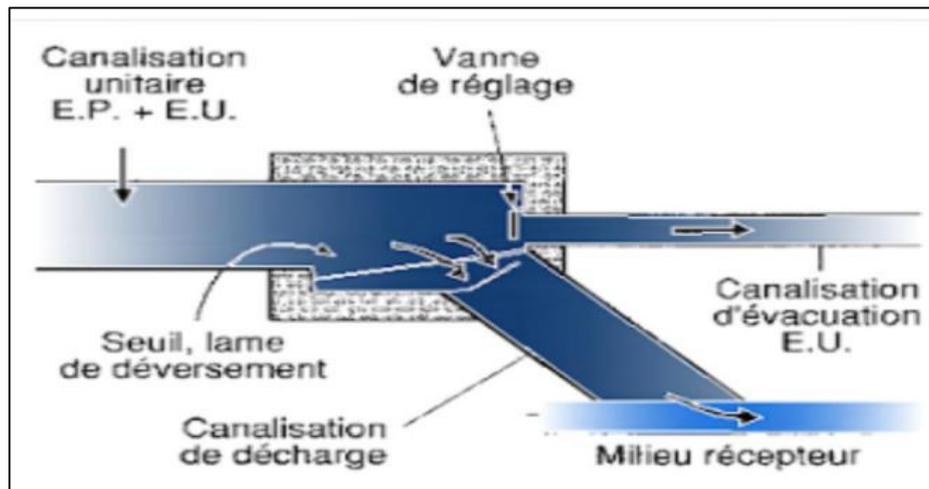


Figure VI.8 : Déversoir d'orage à seuil latéral

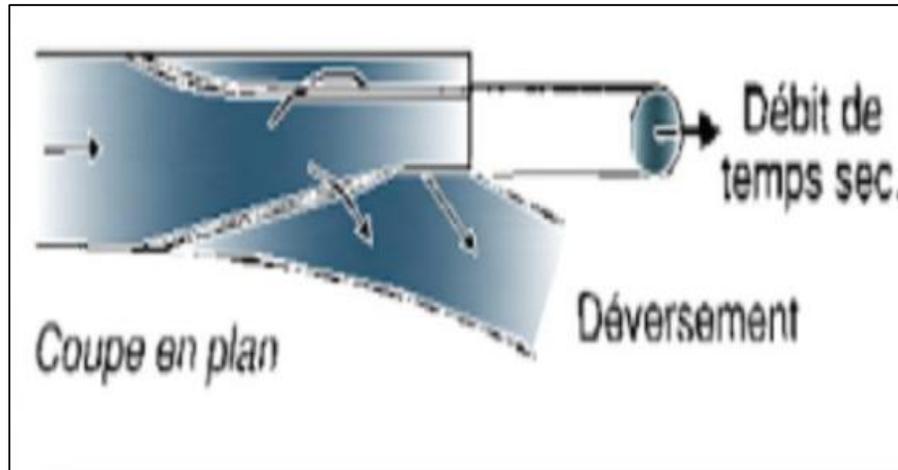


Figure VI.9 : Déversoir d'orage à double seuil latéral

C.4 Déversoir avec ouverture de radier :

Dans ce type de déversoir, le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

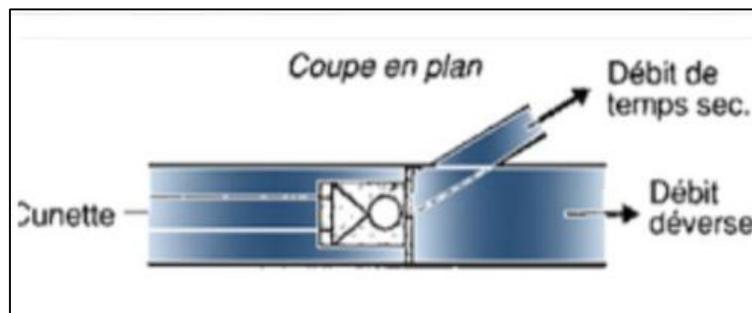


Figure VI.10 : Déversoir d'orage avec ouverture du radier

C.5 Déversoir circulaire :

La formule de Hégly-Ramponi est adaptée aux déversoirs circulaires.

Ceux-ci présentant des avantages de simplicité, de facilité de mise en place pour des mesures des petits débits.



C.6 Déversoir siphoné :

Le déversoir siphoné a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphoné s'amorce et produit le déversement accéléré.

➤ Il existe d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à évacuation retardée et prolongée ;
- Les déversoirs automatiques.

D. Dimensionnement du déversoir d'orage :

Pour notre cas on a choisi un déversoir d'orage à seuil latéral, nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale.

D.1 Mode de calcul :

Pour le calcul de déversoir d'orage à seuil latéral et conduite aval libre.

On doit adopter :

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

$$Q_T = Q_{EP} + Q_{EU} \quad (VI.6)$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers le collecteur aval

$$Q_{ST} = 2 \cdot Q_{EU} \quad (VI.7)$$

- Le débit rejeté vers l'Oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \quad (VI.8)$$

-On détermine la valeur de la lame déversée (H_r)

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



D.2 Dimensionnement du DO :

Les données de base pour le DO sont représentées dans le tableau VI-3 :

Avec :

- DO : déversoir d'orage.

Tableau VI-3 : Les données de base pour le dimensionnement du DO

Paramètres	Résultat
Diamètre d'entrée De	1200 mm
Débit total à l'entrée	4.45 m ³ /s
Débit à pleine section	4.65 m ³ /s
Débit du temps sec	0.069 m ³ /s

D.2.1 Calcul du coefficient de retardement :

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VI.9})$$

- Temps de concentrations :

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de trois temps différents :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{VI.10})$$

Notre cas on prend :

$$T_{c1} = t_1 + t_2$$

Tel que :

$$t_1 = L/60.V \quad (\text{VI.11})$$



Avec :

- t_2 : varie entre (2 à 20 min).
- L : le cheminement le plus long en (m).
- V : la vitesse moyenne du cheminement le plus long (m/s).

On prend $t_2 = 6$ min

Le cheminement le plus long :

- Pour A_1-E_X : $L=1164.73$ m et $V_{moy}=4.79$ m/s $\rightarrow t_1=4.05$ min.

$$T_{c1} = 4.05 \text{ min}$$

$$T_c = t_{c1} + t_2 = 4.05 + 6 = 10.05 \text{ min}$$

Alors :

$$Z = 1 - 10.05/100 = 0.9$$

D.2.2 Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t \times Z$$

$$Q_{cr} = 4.45 \times 0.9 = 4.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

D.2.3 Calcul du débit allant vers la station d'épuration :

On choisit une dilution de 2 donc :

$$Q_{st} = 2 \times Q_{ts} = 2 \times 0.069 = 0.138 \text{ m}^3/\text{s}$$

D.2.4 Calcul de la hauteur d'eau amont :

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de R_h

$$D_e = 1200 \text{ mm.}$$

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 4.005/4.65 = 0.86 = > R_h = 0.73$$

$$H_{amont} (H_{cr}) = R_h \times D_e = 876 \text{ mm.}$$



D.2.5 Calcul de la hauteur du seuil :

$$D_{\text{amont}} = 1200\text{mm.}$$

$$R_q = Q_{\text{st}} / Q_{\text{ps}} = 0.138 / 4.65 = 0.03 \Rightarrow Rh = 0.045$$

$$H_{\text{seuil}} = Rh \times De = 54 \text{ mm.}$$

H seuil = 6 cm étant trop petit et non réalisable alors il faut créer un bassin (faire descendre la cote du fond du déversoir de 50cm) et du coup, nous aurons une hauteur du seuil qui s'approche de 60cm et on recommande le curage périodique du déversoir pour assurer le bon fonctionnement.

$$Q_{\text{dev}} = Q_{\text{cr}} - Q_{\text{st}} = 4.005 - 0.138 = 3.867 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc

$$H_{\text{dev}} = H_{\text{amont}} (H_{\text{cr}}) - H_{\text{seuil}} = 876 - 54 = 822\text{mm}$$

$$H_{\text{dev}} = 82.2 \text{ cm}$$

D.2.6 Calcul de la longueur du déversoir :

$$Q_d = \frac{2}{3} \times \mu \times L \times \sqrt{2 \times g} \times H_d^{\frac{2}{3}} \quad (\text{VI.12})$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement

$$\mu = 0.6$$

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant).

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 :

$$L = \frac{Q_d}{\frac{2}{3} \times 0.6 \times (2 \times g)^{\frac{1}{2}} \times (H_d)^{\frac{2}{3}}} = \frac{3.8}{\frac{2}{3} \times 0.6 \times (2 \times 9.81)^{0.5} \times (0.822)^{1.5}} = 2.87\text{m}$$

On prend $L = 2.9\text{m}$



D.2.7 Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'oued :

$Q=3.86 \text{ m}^3/\text{s}$ et $I=1.5 \%$ == > d'après l'abaque $D_R = 1200\text{mm}$

Tableau VI-4 : caractéristiques des déversoirs d'orage

	D_e (mm)	Q_t (m^3/s)	Q_{ps} (m^3/s)	Q_{st} (m^3/s)	H (cm)	H_d (mm)	L (m)
Déversoir d'orage	1200	4.005	4.65	0.14	60	822	2.9

Remarque : Ce déversoir d'orage se placé au Sud du nouveau pôle urbain caps, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement vers l'oued de Bouruisse ; et d'évacuer les eaux usées vers le collecteur principal existant allant gravitaire vers la station d'épuration d'oued lahrech.

Conclusion

Afin d'optimiser l'utilisation de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix en fonction de la forme et matériaux des canalisations qui le constituent.

Par conséquent, dans notre cas, après avoir exposé les différents types de tuyaux, nous avons choisi des conduites circulaires en PVC pour le diamètre $\leq 600 \text{ mm}$ et en béton armé pour le diamètre $> 600 \text{ mm}$, car ils répondent aux conditions de notre projet.

Et afin d'assurer les opérations de curage avec une meilleure sécurité de notre réseau, nous pouvons mettre en place tous les éléments nécessaires qui composent le réseau d'assainissement pour l'écoulement gravitaire à savoir :

- Les regards.
- Le déversoir d'orage (type latéral).

Et déterminer le dimensionnement de diverses structures citées au part avant.

Chapitre VII

Pose de canalisation



Introduction :

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser les travaux au moins dans les délais et au moindre coût.

Par conséquent, une compréhension complète du site et une conception judicieuse des travaux ne suffisent pas pour assurer la qualité et la sécurité des travaux, il est nécessaire d'exécuter avec soin et d'investir des ressources pour assurer le succès des travaux.

La réalisation du projet nécessite l'utilisation de nombreux équipements mécaniques pour excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

VII.1 Critères de choix des canalisations :

Lors d'une conception, renouvellement et pose des canalisations, on s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des conduites.

La nature du revêtement interne et externe choisi, en particulier et de sa conformité sanitaire interne à la qualité des eaux et de compatibilité avec les caractéristiques de l'eau, sa résistance aux agents externes liés aux problèmes de corrosions du sol. Il doit répondre aux critères suivants pour qu'il puisse préserver la qualité de l'eau véhiculée :

- Étanche à l'eau ;
- Faible rugosité ;
- Faible porosité ;
- Forte compacité ;
- Résistant à l'abrasion ;
- Aux types du sol et de sa consistance ;
- Nature du milieu traversé (saturé ou sec).

L'opérateur peut orienter le choix du matériau vers un choix technique et économique et de la disponibilité sur marché national.

VII.1.1 Choix des canalisations en fonction du liquide transporté :

L'eau est l'élément véhiculée dans les réseaux présentent des caractéristiques physicochimiques très différentes. Deux principaux types d'eaux sont à prendre en compte :

- Les eaux corrosives pouvant attaquer le métal non revêtu ;
- Les eaux agressives envers les matériaux à base de ciment.



VII.1.2 Choix des canalisations en fonction du type de sol :

Un revêtement extérieur a pour fonction d'assurer une protection durable contre la corrosivité des sols.

Afin de pouvoir déterminer le tuyau adapté à un type de sol défini, une étude préalable sur la corrosivité/ agressivité du terrain est conseillée.

On peut distinguer en première analyse les terrains suivants :

- A faible risque : sables et graviers, matériaux d'empierrements et les calcaires.
- A risque élevé : marnes et argiles.
- A risque très élevé : gypse, pyrite et combustible.

VII.2 Emplacement des canalisations [9] :

Dans les rues d'une largeur inférieure à 15 m, les canalisations sont généralement disposées dans l'axe de la chaussée.

Sur les rues plus larges, il est essentiel d'installer des égouts sous chaque trottoir.

VII.3 Exécution des travaux [9] :

Les principales opérations de pose de canalisations sont :

- Vérifiez et traitez les conduites.
- Décapage de la couche de goudron ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Réaliser des tranchées et creuser des regards.
- Aménagement du lit de pose.
- Installation des tuyaux dans des tranchées.
- Assemblage de tuyaux.
- Essais d'étanchéité des tuyaux et des joints.
- Construction de regards.
- Remblai des tranchées.

VII.3.1 Décapage de la couche de terre végétale :

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

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{cv}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).



VII.3.2 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.

VII.3.3 Exécution des tranchées et les regards :

La largeur de la tranchée dépend principalement des dimensions extérieures du tuyau et du type d'emboîtement, de la fondation, de l'espace minimum requis pour une pose correcte et d'un remblai latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, , surtout si le terrassement n'est pas réalisé sous blindage.

Compte tenu du coût des travaux de terrassement, il n'est pas logique économiquement de construire une tranchée trop large, on s'oriente donc vers les travaux d'excavation de la plus petite largeur.

Le creusement des regards et des tranchées est réalisé de l'aval vers l'amont du réseau de canalisations par une pelle mécanique équipée d'une rétro caveuse.

VII.3.4 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 0,1mm.

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.

VII.3.5 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,
- De creuser 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 damer 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.

A. Mise en place des conduites :

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

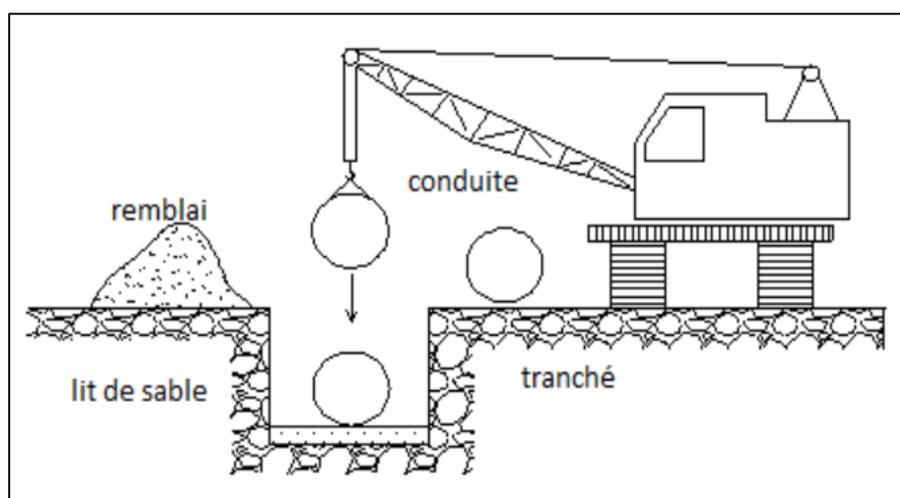


Figure VII.1 : Pipelayers (pose de la canalisation)

B. 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.

C. Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité à laquelle 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.



D. Essais des tuyaux préfabriqués :

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

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

L'essai à l'eau : effectué pendant 30mn, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

L'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, pour les conduites circulaires.

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.

VII.3.6 Confection des joints :

Les joints doivent être 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.

VII.3.7 Réalisation des regards :

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

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

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard
- Exécution de la couche du béton de propreté
- Ferrailage du radier de regard
- Bétonnage du radier
- Ferrailage des parois
- Coffrage des parois
- Bétonnage des parois
- Décoffrage des parois
- Ferrailage de la dalle
- Coffrage de la dalle
- Bétonnage de la dalle
- Décoffrage de la dalle



VII.3.8 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.

VII.4 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

➤ Décapage de la couche supérieure :

On utilise le bulldozer où le terrain est très difficile, mais à ce type de travaux le meilleur engin adopter c'est bien la niveleuse.

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent de déposer en cavalier sur le bord du fossé.

➤ Excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro, les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

➤ Remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur, voir

Les chargeurs se sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

➤ **Compactage de remblai :**

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.



Bulldozer



Niveleuse automotrice



Pelle équipée en rétro



Chargeur



Compacteur à rouleau



Compacteur à main

Figure VII.2 : différents engins utilisés



VII.5 Devis quantitatif et estimatif :

Après la détermination de toutes les composantes nécessaires de notre projet pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement proprement dit le côté technique, il faut passer par l'estimation du cout de projet.

Cette estimation 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 armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.6 Détermination des différents volumes :

VII.6.1 Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{cv}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

VII.6.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.2})$$

Tel que :

V_{d} : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m),

H : profondeur de la tranchée (m),

L : longueur totale de la tranchée (m).



VII.6.3 Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur de la couche de sable (m), $e=15\text{cm}$

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.6.4 Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}^2 / 4) \times L \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.6.5 Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

H_e : hauteur d'enrobage

B : Largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.6.6 Volume du remblai de protection :

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_d : volume du déblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).



VII.6.7 Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (VII.7)$$

Tel que :

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

V_f : Volume du sol foisonné (m3).

V_{rem} : Volume du remblai (m3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (VII.8)$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Les différents volumes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Volumes de travaux

	V_{dec}	V_d	V_{ls}	V_{cond}	V_e	V_{rem}	V_{exc}
Réseau secondaire et principale	670.632	14300.757	864.152	1082.495	2011.897	11683.478	5477.430

VII.7 Estimation du coût de projet :

Tableau VII-2 : Devis estimatif des couts des projets

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	14300.757	1000	14300757
2	Lit de pose	m ³	864.152	1500	1296228
3	Enrobage	m ³	2011.897	200	402379.4
4	Remblai de la tranchée	m ³	11683.478	700	8178434.6



B	Canalisation				
1	CR8-0300	ml	3059.920	2400	7343808
2	CR8-0400	ml	1515.704	3850	5835460.4
3	CR8-0500	ml	276.293	7200	1989309.6
4	CR8-0600	ml	761.424	8500	6472104
5	135A-0800	ml	627.640	5640	3539889.6
6	135A-1000	ml	86.522	7245	626851.89
7	135A-1200	ml	20.120	9100	183092
C	Construction				
1	Regard	u	242	30000	7260000
3	Déversoir d'orage	u	1	300000	300000
	THT (da)				57728314.49
	TVA 19% (da)				10968379.75
	TTC (da)				68696694.24

VII.8 Planifications des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.



Tableau VII-3 : détermination des délais.

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	10	0	10	0	10	0
B	15	10	25	10	25	0
C	45	25	70	25	70	0
D	15	70	85	85	100	15
E	30	70	100	70	100	0
F	15	70	85	85	100	15
G	25	70	95	75	100	5
H	15	100	115	100	115	0
I	15	115	130	115	130	0
J	20	130	150	130	150	0
K	15	150	165	150	165	0

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-E-H-I-J-K

$\Sigma TR = 165$ jours.

Conclusion

L'assurance de l'achèvement du projet est notre but essentiel de l'étude faites dans ce chapitre, ce derniers est raccorder directement au choix économique des matériaux et la main d'œuvre qualifiée, ces facteurs rentre comme des conditions indispensables dans l'avancement des travaux sur le chantier donc avoir une bonne planification et gestion de projet.

L'étude estimative des volumes des travaux nous a permis de déterminer que le coût total du projet était de **68696694.24 da.**

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, on peut conclure que la réalisation du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain CAPS de Médéa repose sur plusieurs critères, en fonction de la nature du terrain, la quantité d'eau à évacuer et de l'urbanisme de la zone d'agglomération.

A partir des résultats de tous ces critères, on a choisi le système d'évacuation, et le schéma correspondant.

Pour notre zone d'étude, l'évaluation du débit des eaux pluviales est faite par la méthode rationnelle avec une période de retour de 10 ans.

Le débit des autres types d'eaux usées (domestiques, services publics) est déterminé en fonction de la répartition de la population, avec un coefficient de rejet de 0,8.

Le système de réseau projeté est le système unitaire, avec un schéma latéral La méthode d'évaluation du débit des eaux pluviales utilisée dans notre étude est la méthode rationnelle, Les matériaux des conduites utilisés sont en PVC et en béton armé de type circulaire avec un diamètre variant de 300 à 1200 mm.

Pour les éléments du réseau d'assainissement, nous avons projeté un déversoir d'orage, des regards de jonction, des regards de chute.

D'après l'étude d'organisation de chantier nous avons estimé un coût du projet estimé à 6869669 D.A et une durée de réalisation du projet est de 6 mois.

Le projet permettra d'évacuer la majeure partie des eaux chargées de la zone de collecte vers la station d'épuration de l'oued Lahrech et le reste des eaux pluviales déversent vers oued Bourouiss, tout en respectant l'environnement et en maintenant la qualité de vie des résidents.

Bibliographie

- [01] : **Salah.B (2019)**, Guide d'élaboration d'un projet d'assainissement à l'usage des ingénieurs, ENSH. Blida.
- [02] : **Touaibia.B (2004)**, Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.
- [03] : **Gomella.C, Guerrée.H (1986)**, Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris.
- [4] : **Brière, F. G. (2012)**, Distribution et collecte des eaux. Presses internationales Polytechnique.
- [05] : **Satin.M, Selmi.B (1999)**, Guide Technique d'Assainissement 11, rue d'Uzér. 75002 Paris.
- [06] **Regis.B (1984)**, Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective, Paris.
- [7] : **Dernouni.F (2004)**, Guide d'assainissement. ENSH, Blida.
- [8] : **Claudon. J.G (1985)**, les réseaux d'assainissement, 2eme edition, p.482. Paris.
- [9] : **Amiri.M (2013)**, Etude du réseau d'assainissement du pôle urbain et universitaire de la ville de MEDEA, ENSH. Blida.
- [10] : **REGIS.B (2008)**, les réseaux d'assainissement.
- [11] : **A. LENCASTRE (2008)**, Hydraulique générale, 5ème Edition, Page : 507-509.

LES ANNEXES

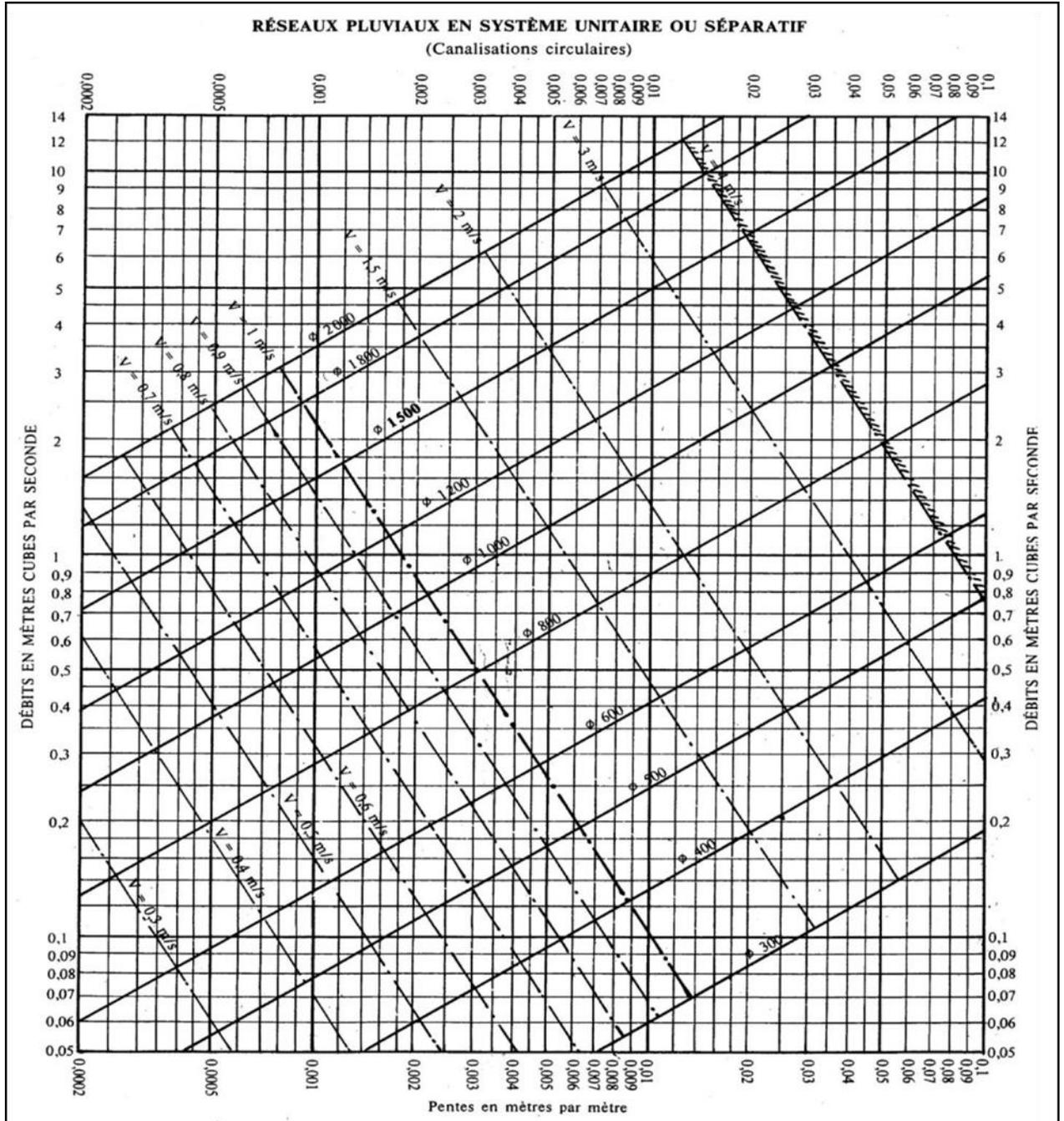
Annexe 01

Précipitations maximales mensuelles à la station de Médéa (code : 011509)

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
1982-1983	16.4	13.3	44.2	55.2	0	11.6	14.7	11.2	9.2	0	12	0.5
1983-1984	0	9	22	33	22.7	43.8	20.5	18.4	19.1	23.1	0	0.5
1984-1985	19.7	101.4	16	16.9	15.8	38.5	50.5	8.5	21.8	0	0	0
1985-1986	38.2	11.2	36.7	21	25.4	39.1	35.2	8.4	0	11.3	0	2.5
1986-1987	19.4	26	14.1	66.4	36.6	50.3	4.9	7.5	9.7	10.8	0	0
1987-1988	8	18.5	24.5	13.4	31.1	12.2	42.1	18.6	20.5	20.4	0	0
1988-1989	17	14	18.2	71	7.1	13.9	36	34	7	10.3	10.2	17.5
1989-1990	7.6	7.4	36.5	25.4	10	0	21.7	14.4	10.5	2.1	43.4	0
1990-1991	5.3	14.5	17.8	27	37	56.5	17.7	11.5	8	10.8	5.9	3.3
1991-1992	11.3	25.5	15.5	9.9	147	4	17	38.2	22.8	13.3	3.2	1.5
1992-1993	4	30	30	22.5	11	17.1	10.5	15.7	13.6	0	2.7	1.6
1993-1994	26.3	7.3	37	21	77.5	21	1.3	23.2	6.5	0	0	0
1994-1995	34.1	40.5	29.6	21	67	18.5	32.4	4.9	7	12.6	0	9.7
1995-1996	17.8	20	19.5	45.4	30.5	32.8	19.5	32.5	15	10	4	2
1996-1997	18	19.1	5.6	24	13.2	10.2	7.7	25.5	15	0	0	13
1997-1998	16.5	41.1	41.2	36	11	20.5	14.5	40	41.5	1.5	0	0
1998-1999	38	17.5	23	17	31.7	42.3	22.5	7	16.2	4.2	0	1
1999-2000	4.8	14	20.3	43.5	6.4	2.5	3.1	11	12.8	0	0	0
2000-2001	14.5	31.3	33.7	8.8	63.9	17	1.5	37	9	0	1.5	0.5
2001-2002	10.2	3.5	20	17.1	20.6	15	13.5	13.4	7.2	0.8	3.2	10
2002-2003	6.2	13	28.5	32.5	38.5	60.2	3.7	33	14	1.9	1.8	12
2003-2004	26.1	11.8	47.5	31.5	19.7	15.1	33	18	19.2	6.5	3.6	3.7
2004-2005	11.3	15.8	66.5	40	20	23.6	11.8	9.8	3.2	0	0	0
2005-2006	17.6	54	12.8	23.7	28.5	15	12.9	11.5	125	2	5.9	3.2
2006-2007	12.6	6	15.2	26.7	10	20.2	156.7	35.8	8	1.2	27.9	10.5
2007-2008	29.9	31.5	60.1	24.5	14	3.7	31.5	8.3	16.9	9.4	2.7	0
2008-2009	21.1	27.5	30.4	33	40.5	6.5	24.5	16.9	17.4	1.2	6.3	2.5
2009-2010	47.3	9.6	27.8	21.9	17.7	38.3	23.5	9.5	16	4.9	0.8	8.3
2010-2011	19	22.7	28.3	18.5	19.4	47.8	21.8	27.8	36	14	1.4	4.6
2011-2012	2.9	12.3	22.2	16.7	17.7	43.4	32.2	44.7	15.1	0.8	0	7.9
2012-2013	3.6	15.1	30.6	4.4	17.7	22.2	26.1	21	44.6	5.6	0.4	6.5
2013-2014	11	4.3	22.2	23.4	23.4	22.7	44.2	5	3.5	11.5	0.7	4.5
2014-2015	9	11.3	24.3	69.4	43.2	60	17.3	1	14	13.5	3.2	6
2015-2016	56	15.2	6.6	0	68.7	26.7	67.5	27	25.5	0.7	2.5	6

Annexe 02

Abaque N°1 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

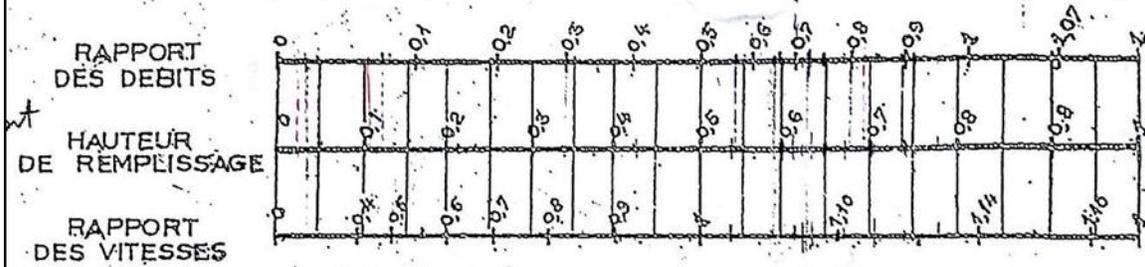


Annexe 03

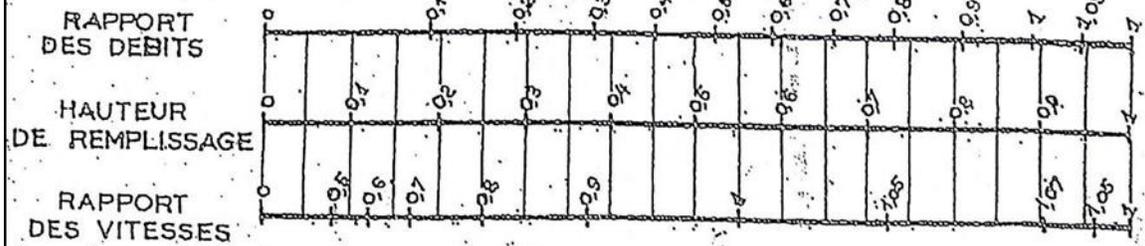
Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe 4

Tableau V-1 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°1

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
A1 - A2	20.06	0.0399	0.065	180.64	300	0.26	0.846	0.34	0.103	3.003	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A2 - A3	9.97	0.0401	0.065	180.44	300	0.26	0.845	0.34	0.103	3.010	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A3 - A6	14.57	0.0405	0.065	180.12	300	0.26	0.844	0.34	0.103	3.020	0.25	3.58	0.644	Autocurage vérifié
A4 - A5	26.53	0.0397	0.065	180.79	300	0.26	0.846	0.34	0.103	2.999	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A5 - A6	20.98	0.0397	0.065	180.82	300	0.26	0.846	0.34	0.103	2.998	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A6 - A7	22.92	0.0397	0.13	234.46	300	0.52	1.012	0.51	0.153	3.585	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A7 - A8	20.92	0.0397	0.13	234.49	300	0.52	1.012	0.51	0.153	3.584	0.25	3.54	0.638	Autocurage vérifié
A13 - A14	34.83	0.0399	0.067	182.68	300	0.27	0.853	0.35	0.105	3.030	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
A15 - A16	34.9	0.0266	0.067	197.05	300	0.33	0.895	0.39	0.118	2.600	0.21	2.90	0.523	Autocurage vérifié
A16 - A14	25.52	0.0400	0.13	234.16	300	0.52	1.011	0.51	0.153	3.594	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
A14 - A17	30.41	0.0398	0.13	234.36	300	0.52	1.011	0.51	0.153	3.588	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A17 - A18	12.96	0.0401	0.13	233.99	300	0.52	1.010	0.51	0.152	3.599	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A19 - A20	17.59	0.0234	0.065	199.55	300	0.34	0.902	0.40	0.120	2.456	0.19	2.72	0.490	Autocurage vérifié
A20 - A21	24.6	0.0130	0.065	222.86	300	0.45	0.971	0.47	0.142	1.969	0.14	2.03	0.365	Autocurage vérifié
A21 - A18	19.96	0.0401	0.065	180.47	300	0.26	0.845	0.34	0.103	3.009	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A18 - A12	31.6	0.0399	0.195	272.74	300	0.78	1.103	0.66	0.199	3.918	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A27 - A28	25.29	0.0399	0.07	185.68	300	0.28	0.863	0.36	0.108	3.066	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
A28 - A29	27.22	0.0400	0.07	185.59	300	0.28	0.862	0.36	0.107	3.069	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A29 - A30	18.36	0.0403	0.07	185.36	300	0.28	0.862	0.36	0.107	3.077	0.25	3.57	0.643	Autocurage vérifié
A30 - A35	13.93	0.0402	0.07	185.45	300	0.28	0.862	0.36	0.107	3.074	0.25	3.57	0.642	Autocurage vérifié
A35 - A31	16.31	0.0405	0.07	185.22	300	0.28	0.861	0.36	0.107	3.081	0.25	3.58	0.644	Autocurage vérifié

Tableau V-1 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°1 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
A32 - A33	26.57	0.0399	0.06	175.29	300	0.24	0.825	0.33	0.099	2.932	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A33 - A34	33.22	0.0280	0.06	187.32	300	0.29	0.868	0.36	0.109	2.583	0.21	2.98	0.536	Autocurage vérifié
A34 - A31	17.19	0.0396	0.06	175.57	300	0.24	0.827	0.33	0.099	2.924	0.25	3.54	0.637	Autocurage vérifié
A31 - A26	28.19	0.0401	0.13	234.04	300	0.52	1.010	0.51	0.152	3.597	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A8 - A9	22.09	0.0398	0.13	234.31	300	0.52	1.011	0.51	0.153	3.590	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
A9 - A10	24.41	0.0401	0.13	233.97	300	0.52	1.010	0.51	0.152	3.599	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
A10 - A11	28.03	0.0353	0.13	239.66	300	0.55	1.028	0.53	0.158	3.437	0.24	3.34	0.602	Autocurage vérifié
A11 - A12	21.01	0.0353	0.13	239.66	300	0.55	1.028	0.53	0.158	3.437	0.24	3.34	0.602	Autocurage vérifié
A12 - A23	20.34	0.0403	0.325	329.64	400	0.60	1.048	0.55	0.221	4.532	0.54	4.33	0.779	Autocurage vérifié
A23 - A24	19.26	0.0400	0.325	330.16	400	0.60	1.049	0.55	0.222	4.517	0.54	4.31	0.775	Autocurage vérifié
A24 - A25	32.84	0.0402	0.325	329.83	400	0.60	1.048	0.55	0.221	4.527	0.54	4.32	0.777	Autocurage vérifié
A25 - A26	25.68	0.0401	0.325	329.96	400	0.60	1.048	0.55	0.221	4.523	0.54	4.31	0.777	Autocurage vérifié
A26 - C1	24.15	0.0402	0.455	374.24	400	0.84	1.127	0.70	0.280	4.865	0.54	4.32	0.777	Autocurage vérifié

Tableau V-2 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°3.

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
C1 - C2	17.03	0.0388	0.475	382.88	400	0.89	1.138	0.73	0.293	4.826	0.53	4.24	0.763	Autocurage vérifié
C3 - C2	38.6	0.0158	0.103	255.37	300	0.65	1.063	0.58	0.175	2.377	0.16	2.24	0.402	Autocurage vérifié
C2 - C4	22.01	0.0241	0.578	450.59	500	0.76	1.096	0.65	0.325	4.253	0.76	3.88	0.698	Autocurage vérifié
C5 - C6	23.31	0.0395	0.116	224.90	300	0.46	0.978	0.48	0.144	3.456	0.25	3.53	0.636	Autocurage vérifié
C6 - C7	32.6	0.0399	0.116	224.47	300	0.46	0.976	0.48	0.143	3.468	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
C7 - C4	16.53	0.0399	0.116	224.41	300	0.46	0.976	0.48	0.143	3.469	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
C4 - C8	27.69	0.0437	0.694	431.56	500	0.68	1.070	0.60	0.299	5.590	1.03	5.23	0.941	Autocurage vérifié
C9 - C10	33.14	0.0214	0.114	250.56	300	0.62	1.055	0.56	0.169	2.745	0.18	2.60	0.469	Autocurage vérifié
C10 - C8	36.32	0.0220	0.114	249.26	300	0.61	1.052	0.56	0.168	2.777	0.19	2.64	0.475	Autocurage vérifié
C8 - C11	32.36	0.0105	0.808	596.85	600	0.99	1.141	0.80	0.479	3.303	0.82	2.89	0.521	Autocurage vérifié
C11 - C12	17.58	0.0364	0.808	472.80	600	0.86	1.133	0.72	0.358	5.406	0.94	4.77	0.859	Autocurage vérifié
C12 - C13	20.52	0.0400	0.808	464.61	600	0.82	1.122	0.69	0.346	5.606	0.98	5.00	0.900	Autocurage vérifié
C13 - C14	26.43	0.0401	0.808	464.29	600	0.82	1.121	0.69	0.345	5.613	0.98	5.01	0.901	Autocurage vérifié
C15 - C16	24.22	0.0396	0.107	218.02	300	0.43	0.954	0.46	0.137	3.379	0.25	3.54	0.637	Autocurage vérifié
C17 - C16	14.66	0.0396	0.1	212.63	300	0.40	0.938	0.44	0.132	3.316	0.25	3.54	0.637	Autocurage vérifié
C16 - C18	20.79	0.0399	0.207	278.85	300	0.82	1.122	0.69	0.208	3.987	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
C19 - C20	37.51	0.0323	0.12	236.56	300	0.53	1.019	0.52	0.155	3.254	0.23	3.19	0.575	Autocurage vérifié
C20 - C18	34.28	0.0400	0.12	227.24	300	0.48	0.986	0.49	0.146	3.507	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
C18 - C14	28.32	0.0403	0.327	330.50	400	0.60	1.049	0.55	0.222	4.535	0.54	4.32	0.778	Autocurage vérifié

Tableau V-2 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°3 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
C21 - C22	32.6	0.0362	0.121	232.23	300	0.51	1.004	0.50	0.151	3.397	0.24	3.38	0.609	Autocurage vérifie
C22 - C23	34.07	0.0399	0.121	228.00	300	0.48	0.989	0.49	0.147	3.515	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifie
C23 - C24	28.33	0.0420	0.121	225.83	300	0.47	0.981	0.48	0.145	3.577	0.26	3.64	0.656	Autocurage vérifie
C24 - C26	42.55	0.0176	0.121	265.77	300	0.73	1.084	0.63	0.189	2.559	0.17	2.36	0.425	Autocurage vérifie
C26 - C14	32.81	0.0222	0.121	254.41	300	0.65	1.062	0.58	0.174	2.816	0.19	2.65	0.477	Autocurage vérifie
C14 - C27	20.26	0.0400	1.256	548.14	600	0.79	1.107	0.67	0.401	6.252	1.60	5.64	1.016	Autocurage vérifie
C27 - C28	19.16	0.0397	1.256	548.95	600	0.79	1.109	0.67	0.403	6.234	1.59	5.62	1.012	Autocurage vérifie
C28 - C29	23.96	0.0401	1.256	547.92	600	0.79	1.107	0.67	0.401	6.256	1.60	5.65	1.017	Autocurage vérifie
C29 - C30	41.98	0.0379	1.256	553.72	600	0.81	1.116	0.68	0.410	6.132	1.55	5.49	0.989	Autocurage vérifie
C30 - C31	33.89	0.0230	1.256	607.93	800	0.48	0.989	0.49	0.391	5.131	2.61	5.19	0.934	Autocurage vérifie
C31 - C32	34.21	0.0292	1.256	581.29	600	0.92	1.139	0.75	0.450	5.499	1.36	4.83	0.869	Autocurage vérifie
C32 - C34	35.35	0.0447	1.256	536.80	600	0.74	1.091	0.64	0.385	6.510	1.69	5.97	1.074	Autocurage vérifie
C34 - C35	40.45	0.0396	1.256	549.24	600	0.79	1.109	0.67	0.403	6.228	1.59	5.61	1.011	Autocurage vérifie
C35 - C36	29.03	0.0303	1.256	577.34	600	0.90	1.139	0.74	0.444	5.598	1.39	4.92	0.885	Autocurage vérifie
C36 - E66C	27.54	0.0436	1.256	539.36	600	0.75	1.094	0.65	0.389	6.449	1.67	5.89	1.061	Autocurage vérifie
C37 - C38	20.06	0.0399	0.114	223.00	300	0.45	0.971	0.47	0.142	3.450	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
C38 - C39	17.73	0.0395	0.114	223.42	300	0.46	0.973	0.47	0.142	3.438	0.25	3.53	0.636	Autocurage vérifie
C40 - C39	35.11	0.0399	0.101	213.11	300	0.40	0.939	0.44	0.133	3.335	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
C39 - C41	39.61	0.0399	0.215	282.89	300	0.86	1.132	0.71	0.214	4.020	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
C41 - C42	15.67	0.0370	0.215	286.89	300	0.89	1.138	0.73	0.219	3.892	0.24	3.42	0.616	Autocurage vérifie

Tableau V-2 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°3 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
C43 - C44	21.56	0.0399	0.128	232.89	300	0.51	1.006	0.50	0.151	3.575	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
C44 - C45	25.13	0.0398	0.128	233.00	300	0.51	1.007	0.50	0.151	3.572	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
C45 - C46	20.53	0.0399	0.128	232.84	300	0.51	1.006	0.50	0.151	3.576	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
C46 - C42	17.36	0.0397	0.128	233.05	300	0.51	1.007	0.50	0.151	3.570	0.25	3.55	0.638	Autocurage vérifié
C42 - C47	35.71	0.0400	0.343	336.80	400	0.63	1.058	0.57	0.229	4.563	0.54	4.31	0.776	Autocurage vérifié
C47 - C48	32.62	0.0402	0.343	336.62	400	0.63	1.058	0.57	0.229	4.569	0.54	4.32	0.777	Autocurage vérifié
C48 - C49	32.48	0.0400	0.343	336.83	400	0.63	1.058	0.57	0.229	4.562	0.54	4.31	0.776	Autocurage vérifié
C49 - C50	28.3	0.0399	0.343	336.98	400	0.63	1.059	0.57	0.229	4.558	0.54	4.31	0.775	Autocurage vérifié
C50 - C51	22	0.0400	0.343	336.87	400	0.63	1.059	0.57	0.229	4.561	0.54	4.31	0.776	Autocurage vérifié
C51 - C52	35.14	0.0398	0.343	337.12	400	0.64	1.059	0.57	0.229	4.553	0.54	4.30	0.774	Autocurage vérifié
C52 - C53	34.92	0.0398	0.343	337.18	400	0.64	1.059	0.57	0.230	4.552	0.54	4.30	0.774	Autocurage vérifié
C53 - C54	34.82	0.0399	0.343	337.00	400	0.63	1.059	0.57	0.229	4.557	0.54	4.30	0.775	Autocurage vérifié
C54 - C55	24.17	0.0401	0.343	336.66	400	0.63	1.058	0.57	0.229	4.567	0.54	4.32	0.777	Autocurage vérifié
C55 - C56	24.46	0.0401	0.343	336.77	400	0.63	1.058	0.57	0.229	4.564	0.54	4.31	0.776	Autocurage vérifié
C56 - C60	23.58	0.0399	0.452	373.84	400	0.84	1.126	0.70	0.280	4.844	0.54	4.30	0.774	Autocurage vérifié
C60 - C61	26.32	0.0399	0.452	373.79	400	0.84	1.126	0.70	0.280	4.845	0.54	4.30	0.775	Autocurage vérifié
C61 - C62	24.94	0.0249	0.452	408.45	500	0.58	1.043	0.54	0.272	4.110	0.77	3.94	0.710	Autocurage vérifié
C62 - C63	28.04	0.0046	0.452	559.61	600	0.83	1.125	0.70	0.418	2.162	0.54	1.92	0.346	Autocurage vérifié
C63 - C64	40.51	0.0042	0.452	570.16	600	0.87	1.136	0.72	0.433	2.077	0.52	1.83	0.329	Autocurage vérifié
C64 - C65	37.15	0.0040	0.452	574.30	600	0.89	1.138	0.73	0.439	2.041	0.51	1.79	0.323	Autocurage vérifié
C65 - E82C	30.79	0.0045	0.452	561.65	600	0.84	1.127	0.70	0.421	2.146	0.54	1.90	0.343	Autocurage vérifié

Tableau V-3 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°2.

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
B5 - B6	25.07	0.0399	0.089	203.22	300	0.35	0.912	0.41	0.123	3.238	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
B6 - B7	29.64	0.0398	0.089	203.30	300	0.36	0.912	0.41	0.123	3.235	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
B7 - B8	22.07	0.0399	0.089	203.24	300	0.35	0.912	0.41	0.123	3.237	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
B8 - B9	22.54	0.0399	0.089	203.19	300	0.35	0.911	0.41	0.123	3.239	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifie
B10 - B11	32.39	0.0102	0.071	241.17	300	0.56	1.033	0.53	0.159	1.854	0.13	1.80	0.323	Autocurage vérifie
B11 - B12	25.37	0.0095	0.071	244.54	300	0.58	1.042	0.54	0.163	1.802	0.12	1.73	0.311	Autocurage vérifie
B12 - B9	24.6	0.0102	0.071	241.28	300	0.56	1.033	0.53	0.160	1.852	0.13	1.79	0.323	Autocurage vérifie
B9 - B4	27.03	0.0400	0.16	253.14	300	0.64	1.059	0.57	0.172	3.766	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifie
B1 - B2	18.44	0.0136	0.108	267.53	300	0.74	1.088	0.64	0.191	2.254	0.15	2.07	0.373	Autocurage vérifie
B2 - B3	25.22	0.0194	0.108	250.07	300	0.62	1.054	0.56	0.169	2.612	0.18	2.48	0.446	Autocurage vérifie
B3 - B4	33.28	0.0177	0.108	254.40	300	0.65	1.062	0.58	0.174	2.514	0.17	2.37	0.426	Autocurage vérifie
B4 - B13	23.37	0.0257	0.268	333.72	400	0.62	1.054	0.56	0.226	3.639	0.43	3.45	0.621	Autocurage vérifie
B13 - B14	27.75	0.0205	0.268	347.98	400	0.69	1.074	0.61	0.243	3.315	0.39	3.09	0.556	Autocurage vérifie
B14 - B15	22.56	0.0106	0.268	393.66	400	0.96	1.139	0.78	0.310	2.532	0.28	2.22	0.400	Autocurage vérifie
B15 - B16	28.77	0.0177	0.268	357.72	400	0.74	1.090	0.64	0.256	3.128	0.36	2.87	0.516	Autocurage vérifie
B18 - B19	34.66	0.0277	0.134	253.70	400	0.64	1.060	0.58	0.173	3.139	0.21	2.96	0.533	Autocurage vérifie
B19 - B20	25.62	0.0238	0.134	261.00	400	0.69	1.074	0.61	0.182	2.946	0.19	2.74	0.494	Autocurage vérifie
B20 - B21	35.4	0.0212	0.134	266.77	400	0.73	1.086	0.63	0.190	2.812	0.18	2.59	0.466	Autocurage vérifie
B21 - B22	31.48	0.0400	0.134	236.78	400	0.53	1.019	0.52	0.155	3.627	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifie
B22 - B16	17.53	0.0399	0.134	236.88	400	0.53	1.020	0.52	0.155	3.624	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifie
B16 - N21	30.72	0.0286	0.402	380.63	400	0.88	1.136	0.72	0.290	4.143	0.46	3.65	0.656	Autocurage vérifie

Tableau V-4 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°4.

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
D1 - D2	41.57	0.0399	0.1	212.26	300	0.40	0.936	0.44	0.132	3.328	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
D3 - D4	27.5	0.0105	0.26	389.86	400	0.94	1.139	0.76	0.304	2.521	0.28	2.21	0.398	Autocurage vérifié
D4 - D5	29.02	0.0341	0.26	312.83	400	0.52	1.012	0.51	0.204	4.028	0.50	3.98	0.716	Autocurage vérifié
D5 - D2	31.87	0.0398	0.26	303.84	400	0.48	0.989	0.49	0.195	4.252	0.54	4.30	0.774	Autocurage vérifié
D2 - D6	34.94	0.0384	0.36	345.76	400	0.68	1.070	0.60	0.240	4.516	0.53	4.22	0.759	Autocurage vérifié
D7 - D8	25.91	0.0189	0.18	304.41	400	0.48	0.990	0.49	0.196	2.934	0.37	2.96	0.533	Autocurage vérifié
D8 - D6	32.01	0.0119	0.18	332.18	400	0.61	1.052	0.56	0.224	2.469	0.29	2.35	0.423	Autocurage vérifié
D6 - D9	34.19	0.0389	0.54	401.46	500	0.56	1.032	0.53	0.265	5.088	0.97	4.93	0.888	Autocurage vérifié
D10 - D11	40.93	0.0376	0.18	267.57	300	0.74	1.089	0.64	0.191	3.755	0.24	3.45	0.621	Autocurage vérifié
D11 - D9	24.66	0.0061	0.18	376.55	400	0.85	1.131	0.71	0.284	1.900	0.21	1.68	0.302	Autocurage vérifié
D9 - D12	36.42	0.0362	0.72	453.17	500	0.77	1.101	0.66	0.329	5.239	0.93	4.76	0.857	Autocurage vérifié
D12 - D13	40.22	0.0219	0.72	498.15	500	0.99	1.142	0.80	0.401	4.223	0.73	3.70	0.666	Autocurage vérifié
D13 - D14	39.77	0.0360	0.72	453.84	500	0.77	1.102	0.66	0.330	5.224	0.93	4.74	0.853	Autocurage vérifié
N21 - N22	16.48	0.0316	0.402	373.79	400	0.84	1.126	0.70	0.280	4.309	0.48	3.83	0.689	Autocurage vérifié
N22 - N23	14.49	0.0352	0.402	366.21	400	0.79	1.109	0.67	0.269	4.484	0.51	4.04	0.728	Autocurage vérifié
N23 - N24	15.52	0.0335	0.402	369.61	400	0.81	1.117	0.68	0.274	4.405	0.50	3.94	0.710	Autocurage vérifié
N24 - N25	19.47	0.0267	0.402	385.66	400	0.91	1.139	0.74	0.297	4.010	0.44	3.52	0.634	Autocurage vérifié
N25 - N26	15.77	0.0285	0.402	380.90	400	0.88	1.136	0.73	0.290	4.135	0.46	3.64	0.655	Autocurage vérifié
N26 - D14	18.52	0.0227	0.402	397.67	400	0.99	1.141	0.80	0.319	3.703	0.41	3.24	0.584	Autocurage vérifié
D14 - D21	15.47	0.0271	1.122	564.98	600	0.85	1.131	0.71	0.426	5.261	1.31	4.65	0.837	Autocurage vérifié

Tableau V-4 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°4 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
D21 - N29	21.37	0.0281	1.122	561.43	600	0.84	1.127	0.70	0.421	5.331	1.34	4.73	0.851	Autocurage vérifie
N29 - D22	32.08	0.0212	1.122	591.81	600	0.97	1.140	0.78	0.468	4.684	1.16	4.11	0.740	Autocurage vérifie
D22 - D23	20.36	0.0221	1.122	587.19	600	0.95	1.139	0.77	0.460	4.782	1.19	4.20	0.755	Autocurage vérifie
D23 - N33	18.48	0.0206	1.122	595.19	600	0.98	1.141	0.79	0.475	4.618	1.14	4.05	0.729	Autocurage vérifie
N33 - D24	22.03	0.0304	1.122	553.08	600	0.81	1.115	0.68	0.409	5.490	1.39	4.92	0.886	Autocurage vérifie
D24 - D25	16.45	0.0274	1.122	564.18	600	0.85	1.130	0.71	0.425	5.277	1.32	4.67	0.840	Autocurage vérifie
D25 - D26	11.55	0.0312	1.122	550.54	600	0.80	1.111	0.67	0.405	5.538	1.41	4.98	0.897	Autocurage vérifie
D26 - D27	16.09	0.0199	1.122	598.93	600	1.00	1.143	0.81	0.484	4.549	1.13	3.98	0.717	Autocurage vérifie
D27 - D28	16.18	0.0303	1.122	553.52	600	0.81	1.116	0.68	0.409	5.482	1.39	4.91	0.884	Autocurage vérifie
D28 - D29	21.17	0.0231	1.122	582.13	600	0.92	1.139	0.75	0.451	4.894	1.21	4.30	0.773	Autocurage vérifie
D30 - D31	30.8	0.0286	0.33	353.65	400	0.72	1.083	0.63	0.251	3.943	0.46	3.64	0.655	Autocurage vérifie
D31 - D32	23.04	0.0399	0.33	332.13	400	0.61	1.052	0.56	0.224	4.528	0.54	4.31	0.775	Autocurage vérifie
D32 - D33	24.16	0.0364	0.33	337.91	400	0.64	1.060	0.58	0.230	4.358	0.52	4.11	0.740	Autocurage vérifie
D33 - D34	25.77	0.0179	0.33	386.25	400	0.91	1.139	0.75	0.298	3.279	0.36	2.88	0.518	Autocurage vérifie
D34 - D29	38.87	0.0401	0.33	331.82	400	0.61	1.051	0.56	0.223	4.537	0.54	4.32	0.777	Autocurage vérifie
D29 - E1	10.71	0.0331	1.452	599.47	600	1.00	1.143	0.81	0.485	5.875	1.45	5.14	0.925	Autocurage vérifie

Tableau V-5 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°5.

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
E1 - E2	18.32	0.0289	1.452	685.02	800	0.66	1.066	0.59	0.472	4.651	2.19	4.36	0.785	Autocurage vérifie
E2 - E3	18.87	0.0238	1.452	710.29	800	0.73	1.085	0.63	0.506	4.299	1.99	3.96	0.713	Autocurage vérifie
E4 - E5	30.29	0.0258	0.15	268.30	300	0.74	1.090	0.64	0.192	3.112	0.20	2.85	0.514	Autocurage vérifie
E5 - E6	18.41	0.0402	0.15	246.81	300	0.60	1.047	0.55	0.165	3.733	0.25	3.57	0.642	Autocurage vérifie
E6 - E7	31.48	0.0378	0.15	249.67	300	0.61	1.053	0.56	0.168	3.641	0.24	3.46	0.622	Autocurage vérifie
E7 - E8	36.55	0.0389	0.15	248.39	300	0.61	1.050	0.56	0.167	3.682	0.25	3.51	0.631	Autocurage vérifie
E8 - E9	34.67	0.0170	0.15	289.97	300	0.92	1.139	0.75	0.224	2.643	0.16	2.32	0.418	Autocurage vérifie
E9 - E3	24.13	0.0240	0.15	271.79	300	0.77	1.100	0.66	0.197	3.034	0.19	2.76	0.496	Autocurage vérifie
E3 - E10	19.97	0.0300	1.602	705.72	800	0.72	1.081	0.62	0.499	4.807	2.23	4.45	0.800	Autocurage vérifie
E10 - E13	25.59	0.0390	1.602	697.25	800	0.69	1.074	0.61	0.488	4.934	2.31	4.59	0.826	Autocurage vérifie
E14 - E15	35.59	0.0402	0.154	249.28	300	0.61	1.052	0.56	0.168	3.751	0.25	3.56	0.642	Autocurage vérifie
E15 - E16	33.81	0.0376	0.154	252.45	300	0.63	1.058	0.57	0.172	3.647	0.24	3.45	0.620	Autocurage vérifie
E16 - E17	29.08	0.0079	0.154	338.09	400	0.64	1.060	0.58	0.231	2.031	0.24	1.92	0.345	Autocurage vérifie
E17 - E18	34.73	0.0058	0.154	358.82	400	0.75	1.093	0.65	0.258	1.786	0.21	1.63	0.294	Autocurage vérifie
E18 - E19	21.02	0.0076	0.154	340.53	400	0.65	1.063	0.58	0.234	1.999	0.24	1.88	0.338	Autocurage vérifie
E19 - E20	25.28	0.0095	0.154	326.71	400	0.58	1.043	0.54	0.218	2.189	0.26	2.10	0.378	Autocurage vérifie
E20 - E13	22.06	0.0122	0.154	311.52	400	0.51	1.009	0.51	0.203	2.405	0.30	2.38	0.429	Autocurage vérifie
E13 - E21	16.41	0.0274	1.756	743.05	800	0.82	1.121	0.69	0.553	4.763	2.13	4.25	0.765	Autocurage vérifie
E21 - E22	24.71	0.0404	1.756	691.50	800	0.78	1.070	0.66	0.531	5.507	2.58	5.15	0.926	Autocurage vérifie
E22 - E23	20.25	0.0465	1.756	736.67	800	0.80	1.114	0.68	0.544	5.852	2.18	5.53	0.782	Autocurage vérifie

Tableau V-5 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°5 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
E24 - E25	28.53	0.0400	0.078	193.35	300	0.31	0.885	0.38	0.114	3.148	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
E25 - E23	23.45	0.0401	0.078	193.24	300	0.31	0.885	0.38	0.114	3.152	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
E23 - E23-1	17.13	0.0343	1.834	724.12	800	0.77	1.100	0.66	0.525	5.226	2.39	4.75	0.855	Autocurage vérifié
E23-1 -E27	18.96	0.0271	1.834	757.16	800	0.87	1.134	0.72	0.573	4.783	2.12	4.22	0.759	Autocurage vérifié
E28 - E29	27.45	0.0401	0.08	195.09	300	0.32	0.890	0.39	0.116	3.169	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
E29 - E30	26.57	0.0399	0.08	195.25	300	0.32	0.891	0.39	0.116	3.164	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
E30 - E27	24.6	0.0402	0.08	194.94	300	0.32	0.890	0.39	0.116	3.175	0.25	3.57	0.642	Autocurage vérifié
E27 - E31	16.7	0.0275	1.914	766.81	800	0.89	1.138	0.73	0.588	4.845	2.14	4.26	0.766	Autocurage vérifié
E31 - E32	19.6	0.0250	1.914	780.87	800	0.94	1.139	0.76	0.609	4.621	2.04	4.06	0.730	Autocurage vérifié
E33 - E34	27.53	0.0167	0.157	295.99	300	0.97	1.140	0.78	0.234	2.620	0.16	2.30	0.414	Autocurage vérifié
E34 - E35	28.4	0.0387	0.157	252.82	300	0.63	1.059	0.57	0.172	3.706	0.25	3.50	0.630	Autocurage vérifié
E35 - E36	22.27	0.0400	0.157	251.34	300	0.63	1.056	0.57	0.170	3.755	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
E36 - E37	32.37	0.0399	0.157	251.47	300	0.63	1.056	0.57	0.171	3.750	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
E37 - E32	42.39	0.0401	0.157	251.18	300	0.62	1.056	0.57	0.170	3.760	0.25	3.56	0.641	Autocurage vérifié
E32 - E38	19.98	0.0285	2.071	784.90	800	0.95	1.139	0.77	0.616	4.932	2.17	4.33	0.779	Autocurage vérifié
E38 - E39	16.57	0.0284	2.071	785.49	800	0.95	1.139	0.77	0.617	4.922	2.17	4.32	0.778	Autocurage vérifié
E39 - E40	14.74	0.0265	2.071	795.80	800	0.99	1.141	0.80	0.638	4.762	2.10	4.17	0.751	Autocurage vérifié
E40 - E41	16.2	0.0278	2.071	788.57	800	0.96	1.140	0.78	0.623	4.872	2.15	4.27	0.769	Autocurage vérifié
E41 - E42	17.04	0.0282	2.071	786.51	800	0.96	1.139	0.77	0.619	4.905	2.16	4.30	0.775	Autocurage vérifié

Tableau V-5 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°5 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (m)	V (m/s)	Q _{ps} (m³/s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
E43 - E44	23.86	0.0210	0.078	218.23	300	0.43	0.955	0.46	0.137	2.459	0.18	2.57	0.463	Autocurage vérifie
E44 - E45	24.32	0.0362	0.078	196.98	300	0.33	0.895	0.39	0.118	3.029	0.24	3.38	0.609	Autocurage vérifie
E45 - E46	18.84	0.0271	0.078	208.00	300	0.38	0.924	0.43	0.128	2.705	0.21	2.93	0.527	Autocurage vérifie
E47 - E48	20.49	0.0400	0.076	191.42	300	0.30	0.880	0.38	0.113	3.131	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifie
E48 - E46	26.35	0.0402	0.076	191.24	300	0.30	0.880	0.37	0.112	3.137	0.25	3.57	0.642	Autocurage vérifie
E46 - E49	27.07	0.0163	0.154	295.38	300	0.96	1.140	0.78	0.233	2.584	0.16	2.27	0.408	Autocurage vérifie
E49 - E50	27.52	0.0156	0.154	297.57	300	0.98	1.141	0.79	0.237	2.536	0.16	2.22	0.400	Autocurage vérifie
E50 - E51	21.07	0.0152	0.154	299.16	300	0.99	1.142	0.80	0.241	2.503	0.15	2.19	0.395	Autocurage vérifie
E54 - E51	36.69	0.0398	0.074	189.72	300	0.30	0.875	0.37	0.111	3.105	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
E51 - E52	28.72	0.0418	0.228	286.68	300	0.89	1.137	0.73	0.219	4.135	0.26	3.64	0.654	Autocurage vérifie
E52 - E53	27.6	0.0402	0.228	288.74	300	0.90	1.139	0.74	0.222	4.062	0.25	3.57	0.642	Autocurage vérifie
E53 - E42	36.77	0.0400	0.228	289.07	300	0.91	1.139	0.74	0.223	4.050	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifie
E42 - E55	22.54	0.0329	2.299	837.41	1000	0.62	1.056	0.57	0.567	4.954	3.68	4.69	0.844	Autocurage vérifie
E55 - E90	22.71	0.0167	2.299	901.83	1000	0.76	1.097	0.65	0.652	4.223	3.02	3.85	0.693	Autocurage vérifie
E56 - E57	39.61	0.0399	0.028	131.72	300	0.11	0.651	0.23	0.068	2.312	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifie
E59 - E60	21.09	0.0104	0.078	248.72	300	0.61	1.051	0.56	0.167	1.909	0.13	1.82	0.327	Autocurage vérifie
E60 - E57	20.77	0.0106	0.078	248.01	300	0.60	1.049	0.56	0.167	1.921	0.13	1.83	0.329	Autocurage vérifie
E57 - E58	19.09	0.0126	0.106	269.44	300	0.75	1.094	0.65	0.194	2.181	0.14	1.99	0.359	Autocurage vérifie

Tableau V-5 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°5 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
E61 - E62	34.5	0.0104	0.078	248.70	300	0.61	1.051	0.56	0.167	1.909	0.13	1.82	0.327	Autocurage vérifié
E62 - E58	22.89	0.0109	0.078	246.59	300	0.59	1.046	0.55	0.165	1.945	0.13	1.86	0.335	Autocurage vérifié
E58 - E63	26.29	0.0399	0.184	266.78	300	0.73	1.086	0.63	0.190	3.862	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
E63 - E64	43.73	0.0400	0.184	266.68	300	0.73	1.086	0.63	0.190	3.864	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
E64 - E65	19.08	0.0398	0.184	266.92	300	0.73	1.087	0.63	0.190	3.858	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
E65 - E66C	31.39	0.0398	0.184	266.93	300	0.73	1.087	0.63	0.190	3.857	0.25	3.55	0.639	Autocurage vérifié
E67 - E68	25.24	0.0400	0.157	251.28	300	0.62	1.056	0.57	0.170	3.757	0.25	3.56	0.640	Autocurage vérifié
E68 - E69	18.96	0.0454	0.157	245.44	300	0.59	1.044	0.55	0.164	3.953	0.27	3.79	0.682	Autocurage vérifié
E69 - E70	33.07	0.0169	0.157	295.25	300	0.96	1.139	0.78	0.233	2.637	0.16	2.31	0.417	Autocurage vérifié
E70 - E71	24.79	0.0399	0.185	267.33	300	0.74	1.088	0.64	0.191	3.866	0.25	3.55	0.640	Autocurage vérifié
E71 - E72	24.39	0.0402	0.185	267.02	300	0.73	1.087	0.64	0.191	3.875	0.25	3.56	0.642	Autocurage vérifié
E72 - E73	31.4	0.0350	0.185	273.98	300	0.79	1.107	0.67	0.201	3.686	0.24	3.33	0.599	Autocurage vérifié
E73 - E74	37.88	0.0100	0.185	346.37	400	0.68	1.071	0.60	0.241	2.312	0.27	2.16	0.388	Autocurage vérifié
E74 - E66C	26.45	0.0155	0.185	319.24	400	0.55	1.028	0.53	0.210	2.756	0.34	2.68	0.483	Autocurage vérifié
E66C - E78	37.24	0.0344	1.625	691.83	800	0.68	1.071	0.60	0.481	5.091	2.39	4.76	0.856	Autocurage vérifié
E75 - E76	24.6	0.0358	0.08	199.29	300	0.34	0.901	0.40	0.120	3.032	0.24	3.36	0.605	Autocurage vérifié
E76 - E77	21.2	0.0104	0.08	251.34	300	0.63	1.056	0.57	0.170	1.913	0.13	1.81	0.326	Autocurage vérifié
E77 - E78	24.25	0.0330	0.08	202.34	300	0.35	0.909	0.41	0.123	2.937	0.23	3.23	0.581	Autocurage vérifié

Tableau V-5 : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin N°5 (suite).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
E78 - E79	16.47	0.0279	1.705	732.36	800	0.79	1.109	0.67	0.537	4.755	2.15	4.29	0.772	Autocurage vérifie
E79 - E80	22.13	0.0307	1.705	719.37	800	0.75	1.095	0.65	0.519	4.921	2.26	4.50	0.809	Autocurage vérifie
E80 - E81	20.87	0.0254	1.705	745.54	800	0.83	1.124	0.70	0.557	4.594	2.05	4.09	0.736	Autocurage vérifie
E81 - E82C	20.19	0.0297	1.705	723.89	800	0.77	1.099	0.66	0.525	4.862	2.22	4.42	0.796	Autocurage vérifie
E82C - E83	15.25	0.0282	2.157	798.45	800	1.00	1.143	0.81	0.645	4.921	2.16	4.31	0.775	Autocurage vérifie
E83 - E84	16.15	0.0280	2.157	799.50	800	1.00	1.143	0.81	0.647	4.906	2.16	4.29	0.773	Autocurage vérifie
E84 - E85	24.96	0.0280	2.157	799.26	800	1.00	1.143	0.81	0.647	4.909	2.16	4.30	0.773	Autocurage vérifie
E85 - E86	34.26	0.0283	2.157	797.84	800	0.99	1.142	0.80	0.643	4.930	2.17	4.32	0.777	Autocurage vérifie
E86 - E87	34.34	0.0282	2.157	798.18	800	1.00	1.142	0.81	0.644	4.925	2.17	4.31	0.776	Autocurage vérifie
E87 - E88	46.62	0.0281	2.157	798.97	800	1.00	1.143	0.81	0.646	4.914	2.16	4.30	0.774	Autocurage vérifie
E88 - E89	39.16	0.0332	2.157	774.38	800	0.92	1.139	0.75	0.599	5.324	2.35	4.67	0.841	Autocurage vérifie
E89 - E90	41.26	0.0131	2.157	922.04	1000	0.81	1.115	0.68	0.681	3.798	2.67	3.41	0.613	Autocurage vérifie
E90 - DO	20.118	0.0150	4.45	1179.62	1200	0.96	1.139	0.77	0.928	4.692	4.65	4.12	0.741	Autocurage vérifie

Tableau V-6 : Dimensionnement du collecteur principal (A).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
E1 - E2	18.32	0.0289	1.452	685.02	800	0.66	1.066	0.59	0.472	4.651	2.19	4.36	0.785	Autocurage vérifie
E2 - E3	18.87	0.0238	1.452	710.29	800	0.73	1.085	0.63	0.506	4.299	1.99	3.96	0.713	Autocurage vérifie
E3 - E10	19.97	0.0300	1.602	705.72	800	0.72	1.081	0.62	0.499	4.807	2.23	4.45	0.800	Autocurage vérifie
E10 - E13	25.59	0.0390	1.602	697.25	800	0.69	1.074	0.61	0.488	4.934	2.31	4.59	0.826	Autocurage vérifie
E13 - E21	16.41	0.0274	1.756	743.05	800	0.82	1.121	0.69	0.553	4.763	2.13	4.25	0.765	Autocurage vérifie
E21 - E22	24.71	0.0404	1.756	691.50	800	0.78	1.070	0.66	0.531	5.507	2.58	5.15	0.926	Autocurage vérifie
E22 - E23	20.25	0.0465	1.756	736.67	800	0.80	1.114	0.68	0.544	5.852	2.18	5.53	0.782	Autocurage vérifie
E23 - E23-1	17.13	0.0343	1.834	724.12	800	0.77	1.100	0.66	0.525	5.226	2.39	4.75	0.855	Autocurage vérifie
E23-1 -E27	18.96	0.0271	1.834	757.16	800	0.87	1.134	0.72	0.573	4.783	2.12	4.22	0.759	Autocurage vérifie
E27 - E31	16.7	0.0275	1.914	766.81	800	0.89	1.138	0.73	0.588	4.845	2.14	4.26	0.766	Autocurage vérifie
E31 - E32	19.6	0.0250	1.914	780.87	800	0.94	1.139	0.76	0.609	4.621	2.04	4.06	0.730	Autocurage vérifie
E32 - E38	19.98	0.0285	2.071	784.90	800	0.95	1.139	0.77	0.616	4.932	2.17	4.33	0.779	Autocurage vérifie
E38 - E39	16.57	0.0284	2.071	785.49	800	0.95	1.139	0.77	0.617	4.922	2.17	4.32	0.778	Autocurage vérifie
E39 - E40	14.74	0.0265	2.071	795.80	800	0.99	1.141	0.80	0.638	4.762	2.10	4.17	0.751	Autocurage vérifie
E40 - E41	16.2	0.0278	2.071	788.57	800	0.96	1.140	0.78	0.623	4.872	2.15	4.27	0.769	Autocurage vérifie
E41 - E42	17.04	0.0282	2.071	786.51	800	0.96	1.139	0.77	0.619	4.905	2.16	4.30	0.775	Autocurage vérifie
E42 - E55	22.54	0.0329	2.299	837.41	1000	0.62	1.056	0.57	0.567	4.954	3.68	4.69	0.844	Autocurage vérifie
E55 - E90	22.71	0.0167	2.299	901.83	1000	0.76	1.097	0.65	0.652	4.223	3.02	3.85	0.693	Autocurage vérifie
E90 - DO	20.118	0.0150	4.45	1179.62	1200	0.96	1.139	0.77	0.928	4.692	4.65	4.12	0.741	Autocurage vérifie

Tableau V-7 : Dimensionnement du collecteur principal (B).

Tronçon	L (m)	Pente (m/m)	Q (m³/s)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	R_q	R_v	R_h	H (m)	V (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	V_{ps} (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
E66C - E78	37.24	0.0344	1.625	691.83	800	0.68	1.071	0.60	0.481	5.091	2.39	4.76	0.856	Autocurage vérifié
E78 - E79	16.47	0.0279	1.705	732.36	800	0.79	1.109	0.67	0.537	4.755	2.15	4.29	0.772	Autocurage vérifié
E79 - E80	22.13	0.0307	1.705	719.37	800	0.75	1.095	0.65	0.519	4.921	2.26	4.50	0.809	Autocurage vérifié
E80 - E81	20.87	0.0254	1.705	745.54	800	0.83	1.124	0.70	0.557	4.594	2.05	4.09	0.736	Autocurage vérifié
E81 - E82C	20.19	0.0297	1.705	723.89	800	0.77	1.099	0.66	0.525	4.862	2.22	4.42	0.796	Autocurage vérifié
E82C - E83	15.25	0.0282	2.157	798.45	800	1.00	1.143	0.81	0.645	4.921	2.16	4.31	0.775	Autocurage vérifié
E83 - E84	16.15	0.0280	2.157	799.50	800	1.00	1.143	0.81	0.647	4.906	2.16	4.29	0.773	Autocurage vérifié
E84 - E85	24.96	0.0280	2.157	799.26	800	1.00	1.143	0.81	0.647	4.909	2.16	4.30	0.773	Autocurage vérifié
E85 - E86	34.26	0.0283	2.157	797.84	800	0.99	1.142	0.80	0.643	4.930	2.17	4.32	0.777	Autocurage vérifié
E86 - E87	34.34	0.0282	2.157	798.18	800	1.00	1.142	0.81	0.644	4.925	2.17	4.31	0.776	Autocurage vérifié
E87 - E88	46.62	0.0281	2.157	798.97	800	1.00	1.143	0.81	0.646	4.914	2.16	4.30	0.774	Autocurage vérifié
E88 - E89	39.16	0.0332	2.157	774.38	800	0.92	1.139	0.75	0.599	5.324	2.35	4.67	0.841	Autocurage vérifié
E89 - E90	41.26	0.0131	2.157	922.04	1000	0.81	1.115	0.68	0.681	3.798	2.67	3.41	0.613	Autocurage vérifié

