

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté par :

Mr. BOUKHEDENNA Mohammed Amine

Mr. MEKIDECHE Mohammed

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

INTITULE:

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT SEPARATIFS D'EAU USEE ET PLUVIALE DE PÔLE UNIVERSITAIRE EL OUANA WILAYA DE JIJEL

- **Président : Mr. BRAKENI A.**
- **Promoteur (s): Mr. MERAH F.**
- **Examineur (s) :Mr. HAMOUCHE A.**

Année Universitaire :2017/2018

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon dieu tout puissant de nous avoir donné la force et la connaissance pour l'accomplissement de ce travail.

Nous remercions vivement notre promoteur MERAH.F qui a accepté de diriger notre travail avec une grande générosité.

Comme nous tenons remercier les membres de jury qui ont bien voulu examiner ce travail et de l'apprécier à sa juste valeur.

Nous tenons également à adresser nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidés à réaliser ce travail.

DEDICACES

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

- *A mon père et à ma mère ;*
- *A mes frères ;*
- *A ma sœur ;*
- *A toute ma famille ;*
- *A tous mes amis sans exception ;*
- *A tous mes camarades de la promotion 2018 ;*
- *A tous mes enseignants d'hydraulique .*

BOUKHEDENNA MOHAMMED AMINE

DEDICACES

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

- *A mon père et à ma mère ;*
- *A mes frères ;*
- *A mes sœurs;*
- *A toute ma famille ;*
- *A tous mes amis (es) sans exception ;*
- *A tous mes camarades de la promotion 2018 ;*
- *A tous mes enseignants d'hydraulique .*

Mekideche mohammed

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I

Présentation du site

• introduction.....	2
I.1. Aperçu historique sur la wilaya de Jijel	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. Situation topographique :.....	3
I.4. situation géologique :.....	3
I.5. Situation climatique :.....	4
I.6. Situation démographique :.....	5
• Conclusion	5

Chapitre II

Généralités sur l'assainissement

• Introduction.....	6
II.1. Le réseau d'assainissement.....	6
II. 2. Rôle.....	6
II.3. Définition des différents systèmes d'évacuation.....	6
II.3.1. Système unitaire	6
II.3.2. Système séparatif.....	7
II.3.2.1. Réseau d'eau pluviale.....	7
II.3.2.2. Réseau d'eau usée.....	7
II.3.3. Système pseudo-séparatif.....	7
II.4. Choix entre les systèmes d'assainissement.....	9
II.5. Les différents Schémas d'évacuation.....	10
II.6. Eléments constitutifs du réseau d'assainissement.....	12
II.6.1. Les ouvrages principaux.....	12
II.6.1.1. Canalisations.....	12
II.6.1.2. Types de canalisations.....	12
II.6.1.3. Choix du type de canalisation.....	13
II.6.1.4. Les joints des conduites en béton armé.....	14

II.6.1.5. Les différentes actions supportées par la conduite.....	14
II.6.1.6. Protection des conduites.....	15
II.6.1.7. Essais des tuyaux fabriqués.....	15
II.6.2. Les ouvrages annexes.....	16
II.6.2.1. Les ouvrages normaux.....	16
II.6.2.2. Les ouvrages spéciaux.....	20
• Conclusion.....	23

Chapitre III

Conception et Dimensionnement du réseau des eaux pluviales

• Introduction	24
III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	24
III.1.2. Définition.....	24
III.1.3. Choix de la limite des sous bassins.....	24
III.2. Evaluation des débits des eaux pluviales.....	24
III.2.1. Généralités.....	24
III.2.2. Méthode superficielle (Modèle de CAQUOT).....	25
III.2.2.1. Validité de la méthode superficielle.....	25
III.2.3. Méthode rationnelle.....	25
III.2.3.1. Utilisation de la méthode.....	26
III.2.3.2. Le coefficient de ruissellement.....	26
III.2.3.3. L'intensité moyenne maximale.....	27
III.2.3.4. Temps de concentration.....	28
III.2.3.5. Choix de la méthode de calcul.....	29
III.3. Procédures de dimensionnement du réseau des eaux pluviales.....	29
III.3.1. Détermination des pentes radiers.....	29
III.3.2. Détermination des temps de concentration.....	29
III.3.3. Calcul des débits de pointe.....	29
III.3.4. Calcul du diamètre approximatif.....	29
III.3.5. Calcul des caractéristiques d'une conduite débitante à plein section.....	30
III.3.5.1. Débit à pleine section.....	30
III.3.5.2. Vitesse à plein section.....	30
III.3.5.3. Calcul du rapport hydraulique et du rapport de vitesse.....	30
III.3.5.4. Calcul de la vitesse effective et la hauteur de remplissage.....	30
III.3.6. Calcul du temps de concentration aval du nœud considéré.....	31

III.4. Vérification des conditions d’auto-curage du réseau d’eau pluviale.....	35
• Conclusion.....	36

Chapitre IV

Conception et Dimensionnement du réseau des eaux usées

• Introduction.....	37
IV.1. Evaluation des débits des eaux usées.....	37
IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer.....	37
IV.1.2. Estimation des débits des eaux usées.....	38
IV.1.3. Estimation des débits d’eaux usées domestiques.....	38
IV.1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier.....	38
IV.1.3.2. Evaluation du débit de pointe.....	39
IV.1.3.3. Evaluation du débit spécifique d’un sous bassin.....	39
IV.1.3.4. Evaluation du débit de route pour chaque tronçon.....	39
IV.1.3.5. Evaluation du débit moyen entrant.....	40
IV.1.3.6. Evaluation du débit moyen sortant.....	40
IV.1.3.7. Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant.....	40
IV.1.3.8. Calcul du débit de pointe entrant.....	40
IV.1.3.9. Calcul du débit de pointe sortant.....	40
IV.1.3.10. Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon.....	40
IV.1.3.11. Détermination des diamètres des conduites.....	41
IV.1.4. Vérification des conditions d’auto-curage du réseau.....	42
IV.1.4.1. Les étapes de vérification des conditions d’auto curage.....	43
IV.2. Schémas synoptiques du réseau des eaux usées.....	45
IV.3. Les réservoirs de chasse.....	45
IV.3.1. Calcul de nombre de réservoir de chasse.....	45
IV.3.2. Calcul de la capacité des réservoirs de chasse.....	46
IV.3.3. Calcul de volume d’eau annuel nécessaire.....	46
• Conclusion.....	46
Calcul de devis quantitative et estimative du projet.....	47
Conclusion générale.....	48

La liste des symboles

A.N.R.H : Agence nationale des ressources hydraulique.

a : Limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand.

A : surface totale (ha)

A_i : surface partiel

a (t)=4 : paramètre d'ajustement de la courbe IDF décennal de la région

b (t) =0.5 : paramètre d'ajustement de la courbe IDF décennal de la région

b : Paramètre exprimant l'augmentation de Q_p lorsque le débit moyen futur est très petit.

Cr : coefficient de ruissellement

C_{eq} : coefficient de ruissellement pondéré du bassin versant global

C_p: Coefficient de pointe

C_{pe} : Coefficient de pointe entrant

C_{ps} : Coefficient de pointe sortant

C.V : condition vérifié

D.L.E.P : Direction du logement et des équipements publics de la Wilaya de Jijel

D : Dotation journalière (l/hab/j)

DA : dinar algérien

D_c : diamètre de la conduite

D_n : diamètre normalisé (mm)

EP : eau pluviale

EU : eau usée

EXT : exutoire

Eq.h : équivalent habitant

H₂S : l'acide sulfurique

Ha : hectare

h : hauteur de remplissage

hab/logts : habitant par logement

I : pente hydraulique de la conduite (%)

i : intensité moyen de précipitation

J : jour

Kg /m³ : kilogramme par mètre cube
Km : kilomètre
K : Coefficient de conversion d'unité.
L : longueur (m)
L/S.Ha : Litre par seconde par hectare
M : Le coefficient d'allongement
m : mètre
mm : millimètre
ml : mètre linéaire
mn : minute
m² : mètre carré
m³ : mètre cube
m/s : mètre par seconde
n : coefficient de MANNING
N : nombre d'habitant
Nbre : nombre
N° : numéro
Nr : le nombre de réservoir de chasse
P : perte (%)
Pr : précipitation (mm)
Q : débit d'eau (m³/s)
Qmr : Débit moyen rejeté (l/s)
Qméq : débit des équipements (l/s)
Qm : débit moyen de chaque sous bassin (l/s)
Qp : débit de pointe (l/s)
Qs : Débit spécifique (l/s.m)
Qri: Débit de route (l/s)
Qme: débit moyen entrant (l/s)
Qms : débit moyen sortant (l/s)
Qpsi : Débit de pointe sortant (l/s)
Qpei : Débit de pointe entrant (l/s)
Qps : débit à pleine section (m³/s)

Q_{mc} : Débit moyen corrigé (l/s)
RN : route nationale
R : regard
r_q : le rapport des débits
r_h : le rapport des hauteurs
r_v : le rapport de vitesse
SB : sous bassin
T_c : temps de concentration (min)
T.V.A : taxe de valeur ajoutée
TTC : toutes taxes compris
V : vitesse (m/s)
V_{aut} : la vitesse d'auto curage (m/s)
V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)
V_{mR} : Volume minimale de réservoir (l)
V.R.D : voirie et réseaux divers
V_{r annuel} : volume d'eau annuel nécessaire (l)
Ø : diamètre (m)
% : pourcentage
Σ : la somme

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Températures mensuelles.....	05
Tableau I-2 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet.....	05
Tableau II-1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	08
Tableau II-2 : Caractéristiques du tuyau en béton armé.....	15
Tableau III-1 : Coefficients de ruissellement relatifs à diverse surfaces et types d'occupation du sol.....	27
Tableau IV-1 : Évaluation les débits des eaux usées des équipements.....	38
Tableau IV-2 : Calcul de débit spécifique.....	39
Tableau IV-3 : Evaluation des débits des eaux usées pour le tronçon (R31-R32)..	42
Tableau IV-4 : Le nombre de réservoir de chasse des sous bassins.....	46
Tableau IV-5 : Détermination de devis quantitative et estimative du projet.....	47

Liste de Figures

Figure I-1 : Localisation de la zone d'étude	2
Figure I-2 : Plan de masse de la zone d'étude.....	2
Figure I-3 : Carte sismique d'Algérie.....	4
Figure II-1 : Schéma de principe d'un réseau unitaire.....	6
Figure II-2 : Schéma du Réseau séparatif.....	7
Figure II-3 : Schéma du Réseau pseudo séparatif.....	7
Figure II-4 : Schéma de Système non collectif.....	9
Figure II -5 : Schéma de Système non gravitaire.....	9
Figure II-6 : Schéma type perpendiculaire au cours d'eau.....	10
Figure II-7 : Schéma par déplacement latéral.....	11
Figure II-8 : Schéma transversal ou oblique.....	11
Figure II-9 : Schéma par zone étagée.....	11
Figure II-10 : Schéma radial.....	12
Figure II-11 : Exemple d'un branchement simple.....	17
Figure II-12 : Les différentes bouches d'égout.....	18
Figure II-13 : Schéma général d'un regard de chute.....	20
Figure II-14 : Déversoir latéral double.....	21
Figure II-15 : Déversoir avec ouverture de radier.....	21
Figure II-16 : Déversoir siphonide.....	22
Figure II-17 : Déversoir classique à seuil latéral.....	22
Figure III-1 : Exemple d'un schéma d'ossature.....	31
Figure III -2 : Schéma synoptique représentant le collecteur des eaux pluviales...	35
Figure IV-1 : Schéma synoptique représente le collecteur.....	45

Introduction générale

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de diverses origines provenant d'une agglomération, en but de préserver l'environnement et la santé publique.

Avec l'accroissement général de la population et les nouvelles conditions de vie, les nuisances et les pollutions ont été favorisées. On définit les nuisances comme consistant en tout effet l'activité humaine pouvant entraîner un risque notable pour la santé et le bien-être de l'homme ou qui pourrait atteindre indirectement l'homme par des conséquences sur son patrimoine naturel, culturel ou économique. La pollution, par ailleurs, consiste en la présence, dans l'eau ou l'air, d'une substance étrangère le plus souvent nocive. Dès que le seuil de pollution est dépassé, cette substance nocive devient une nuisance pour l'individu.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet de le dimensionnement du réseau d'assainissement de type séparatif d'eau usée et d'eau pluviale de la zone Est (Pôle Universitaire) d'el-ouana Willaya de Jijel.

Afin de mieux aborder ce travail, nous avons proposé quatre (04) chapitres :
Après une introduction générale, nous commenceront cette étude par une présentation descriptive générale de notre site d'étude pour mieux cerner et comprendre le cadre des objectifs et les contraintes dans lesquelles se situent cette investigation. Le deuxième chapitre sera consacré à des généralités sur les réseaux d'assainissement, où on présentera les différents systèmes et les éléments constitutifs des réseaux d'assainissement pour les adopter au site d'étude. Dans Le troisième chapitre, nous présenterons la méthode et les résultats de dimensionnement du réseau des eaux pluviales, en utilisant la méthode rationnelle. Le quatrième chapitre sera consacré à la méthode et les résultats de dimensionnement du réseau des eaux usées, ainsi que le devis quantitatif et estimatif du projet. Nous terminons cette étude par une conclusion générale.

introduction

Il sera question dans ce chapitre de traiter la localisation de notre zone d'étude, ainsi que ses caractéristiques topographiques, géologiques et climatiques, etc..., qui sont nécessaires à l'étude du projet.

En effet ces caractéristiques représentent un facteur déterminant et décisif dans le choix de la variante à élaborer dans la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement. A cet effet une opération de recherche et de collecte de données devance les autres phases du travail à élaborer.

I.1. Aperçu historique sur la Wilaya de Jijel

La région de Jijel ou Igilgili est peuplée par les tribus Berbères appelées les Kutama. Vers le X^{ème} siècle avant l'ère Chrétienne, les Phéniciens, se sont installés à Jijel où ils ont fondé un comptoir pour leur commerce. Au V^{ème} siècle, Il s'ensuit la destruction de la ville par les Vandales venus d'Espagne et traversant toute l'Afrique romaine, jusqu'au Royaume vandale (429). Par la suite, la ville fut prise en 533 par les Byzantins, et vers 650, les premiers cavaliers de l'Islam firent leur apparition. De nombreuses dynasties ont pris le pouvoir pendant cette période dont :Kairouan, les Aghlabides, les Fatimides Zirides, les Hammadides et les Almoh. Durant cette période la ville a connu une grande évolution dans les différents domaines de la vie. Le 13 mai 1839, les troupes françaises s'emparèrent de la ville. Les émissaires de l'Émir Abdelkader bien accueillis, furent suivis par toute la population de la région. En 1856, un tremblement de terre suivi d'un tsunami frappa la ville, mais seules deux femmes et trois enfants périrent dans cette catastrophe et la vieille cité marquée par plus de 20 siècles d'histoire fut détruite pendant cette période. Aujourd'hui, la ville de Jijel est considérée comme l'une des villes touristiques du pays, grâce à ses immenses plages et la richesse de sa nature. La Wilaya de Jijel a subi en 1974 un découpage administratif, ce découpage est représenté par 11 daïra et 28 communes.

I.2. Situation géographique :

Le site du Pôle Universitaire d'El Ouana est limité au Nord par la route Nationale N°43, à l'Est par des terres agricoles (concessions), au Sud par des terrains privés, à l'Ouest par un village agricole.



Figure I-1 : Localisation de la zone d'étude **Figure I-2 :** Plan de masse de la zone d'étude

I.3. Situation topographique :

La topographie du terrain joue un rôle fondamental dans le choix et la conception du système d'évacuation, elle nous permet d'avoir des solutions en variantes de tracés.

Le terrain d'assiette d'étude est caractérisé par des pentes moyennes à fortes qui ont beaucoup d'influence sur le coût de l'investissement. Dans la totalité, on peut considérer que le terrain d'étude est plus ou moins favorable à une éventuelle urbanisation.

I.4. situation géologique

La structuration géologique du massif de notre zone d'étude est le résultat de plusieurs phases tectoniques qui sont :

La tectonique Antée-Oligocène qui est particulièrement caractérisée par de grands accidents cassants d'ampleur régionale et de directions variées : Nord-Sud, Est-Ouest, Nord-Est, Sud-Ouest et Nord-Ouest Sud-Est. Cette tectonique cassante semble être à l'origine de la structuration du massif de la zone en Horsts et Grabens. Par ailleurs, ces grands accidents tectoniques cassants (accidents du socle) semblent avoir guidé la mise en place des roches magmatiques tertiaires.

La tectonique tertiaire semble être responsable de la structuration géologique actuelle. Cette tectonique s'est manifestée par des plissements, des charriages, et une reprise de jeux de failles qui ont surtout rejouées en failles décrochantes. Outre la mise en place des roches magmatiques tertiaires, ces accidents ont favorisé la remontée du trias diapir que le long des accidents du socle.

La région étudiée fait partie de la zone tectonique de la Wilaya de Jijel. Du point de vue lithostratigique, les terrains qui affleurent la zone étudiée de la base au sommet sont caractérisés par :

- Un complexe intrusif précambrien de composition basique à acide formé par des gneiss oreilles. Les intrusions du Néogène sont constituées par des granites porphyres.
- Des argiles à brique de l'âge Miocène.
- Un dépôt mio-pliocène représenté par des formations molassiques grés- quartziques, argileuses et marneuses.
- Un Quaternaire constitué par des dépôts éoliens littoraux, des variétés peu consolidées de grés numidien et des alluvions représentés en général par des argiles, des sables, des graviers et des galets.

Des sondages électriques sont réalisés chaque 200 m le long de la zone d'étude, pour déterminer avec exactitude le type de sol afin d'éviter au maximum les terrains non ordinaires (les zones de terrains rocheux).

➤ Aspect sismique

La répartition des zones sismiques de l'Algérie est indiquée par la carte représentée par la figure I-2 suivante. Les zones d'activité sismique sont concentrées au Nord et au Nord-Est de l'Algérie. Le long de la chaîne côtière, qui s'étend d'Oran à Annaba, et dans les régions du Hodna et des Aurés.

Une troisième zone d'activité se trouve dans l'atlas saharien, s'étendant d'Agadir au Maroc à Gabes en Tunisie en passant par Laghouat et Biskra en Algérie.

Le règlement parasismique Algérien (version 2003), divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone (IIa-IIb) : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée

La région de Jijel dont fait partie notre secteur d'étude, appartient à la zone (Ia) de moyenne sismicité. La figure I-2 suivante représente la carte sismique d'Algérie.

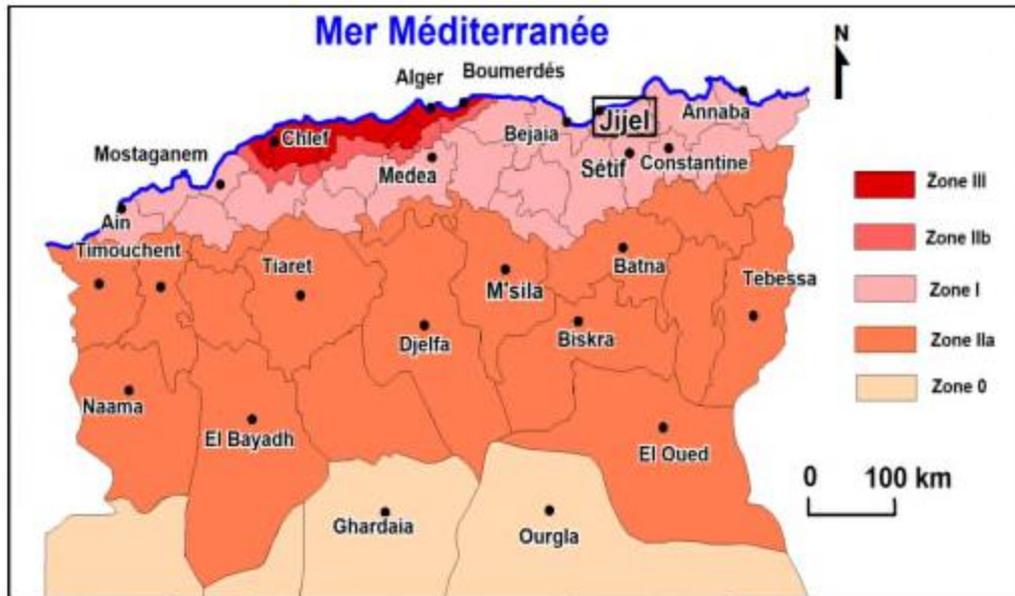


Figure I-3 : Carte sismique d'Algérie.

I.5. Situation climatique

Notre zone d'étude fait partie de la zone littorale. Son climat est sous une influence maritime, représenté par des étés secs et tempérés, et des hivers doux et humides.

➤ Températures

La température en hiver est très douce, 11°C en moyenne en mois de janvier et la chaleur est tempérée par la brise de mer en été 29°C en moyenne en mois d'août [01].

Les températures moyennes et saisonnières de la zone d'étude selon l'A.N.R.H de Jijel sont représentées dans le tableau I-1 suivant.

Tableau I-1 : Températures mensuelles.

Mois	<i>Janvier</i>	<i>Février</i>	<i>Mars</i>	<i>Avril</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juillet</i>	<i>Août</i>	<i>Septembre</i>	<i>Octobre</i>	<i>Novembre</i>	<i>Décembre</i>
Tmoy°C	11.43	11.85	13.6	16.21	19.17	23.24	26.24	26.24	23.57	21.04	16.09	13
Tmax°C	20.05	21.4	25.6	28.07	30.86	35.6	39.24	39.5	35.82	33.45	26.9	22.12
Tmin°C	3.85	4.66	3.95	7.21	10.04	14.16	17.42	17.19	15.5	12.34	8.48	5.05

➤ **Précipitation**

Cette petite région est connue par une précipitation importante, parfois, dépassant les 200 mm par mois, ce qui nous offre le luxe de bien utiliser cette énergie. Les données de la pluviométrie mensuelle collectées durant les 30 dernières années d'observation au niveau de la station de référence du Barrage El Agrem. Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations moyennes mensuelles interannuelles de la zone de projet sont représentés dans le tableau I-2 suivant.

Tableau I-2 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet

Mois	<i>Septembre</i>	<i>Octobre</i>	<i>Novembre</i>	<i>Décembre</i>	<i>Janvier</i>	<i>Février</i>	<i>Mars</i>	<i>Avril</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juillet</i>	<i>Août</i>
Pmoy(mm)	85.93	76.28	142.12	212.9	170.23	122.3	104	94.56	46.07	17.38	4.58	8.92

➤ **Le vent**

Les vents dominants sont ceux du Nord-Ouest et du Nord-Est. Ils soufflent avec une force de 2.5 à 4.2 sur l'échelle Beaufort, soit légers à modérés, l'interprétation en intensité (nœud) situe ces vents à une vitesse de 5 à 15 nœuds environ. Ils soufflent surtout en période hivernale [1].

I.6. Situation démographique

D'après les Informations que nous avons collectées auprès de la D.L.E.P. de la Wilaya de Jijel relatives au futur Pôle Universitaire, on peut citer une capacité des résidences universitaires de 3000 Lits à laquelle il faut ajouter les besoins en équipements et services qui sont estimés à 30% des besoins domestiques des résidences du pôle universitaire projeté.

 **Conclusion :**

Dans ce chapitre qui concerne la présentation du site d'étude, nous avons définis les données nécessaires concernant la situation de notre zone d'étude et cela du point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique et démographique.

L'ensemble de ces informations nous permettra de procéder par la suite à l'élaboration de l'étude.

Introduction

L'assainissement assure l'évacuation des eaux usées et pluviales ainsi que leur rejet dans le milieu naturel sous des modes respectueux des exigences de la santé publique et de l'environnement. Et pour cela, on va créer un réseau d'assainissement qui passe par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base au moyen d'une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, également le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation de ces eaux.

II.1. Le réseau d'assainissement

Nous appelons un réseau d'assainissement un ensemble d'ouvrages hydraulique (souterraine ou en surface) servant à évacuer les eaux usées et les eaux pluviales loin de la ville. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations ou l'effluent s'écoule généralement par gravité, mais qui peut, dans certaines sections, se comporter en écoulement forcé.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, en fonction de l'existence des contraintes particulières et en application des textes réglementaires, normes, etc.

II.2. Rôle

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple:

- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations.
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver.
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées

II.3. Définition des différents systèmes d'évacuation

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a divers systèmes d'évacuation parmi ces systèmes on peut citer:

II.3.1. Système unitaire

Un système dit unitaire, appelé aussi «tout à l'égout», 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 [02]. La figure II-1 représente le schéma de principe d'un réseau unitaire.

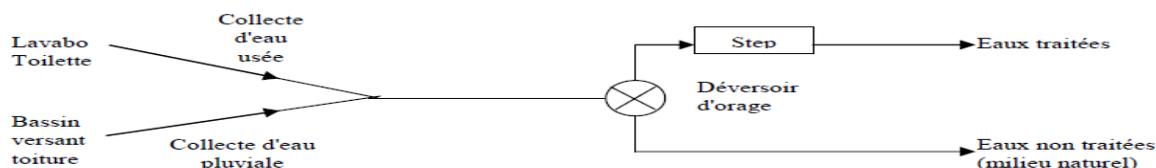


Figure II-1 : Schéma de principe d'un réseau unitaire

II.3.2. Système séparatif

Un système dit séparatif est un système 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 [2]. La figure II-2 décrit les schémas du réseau séparatif.

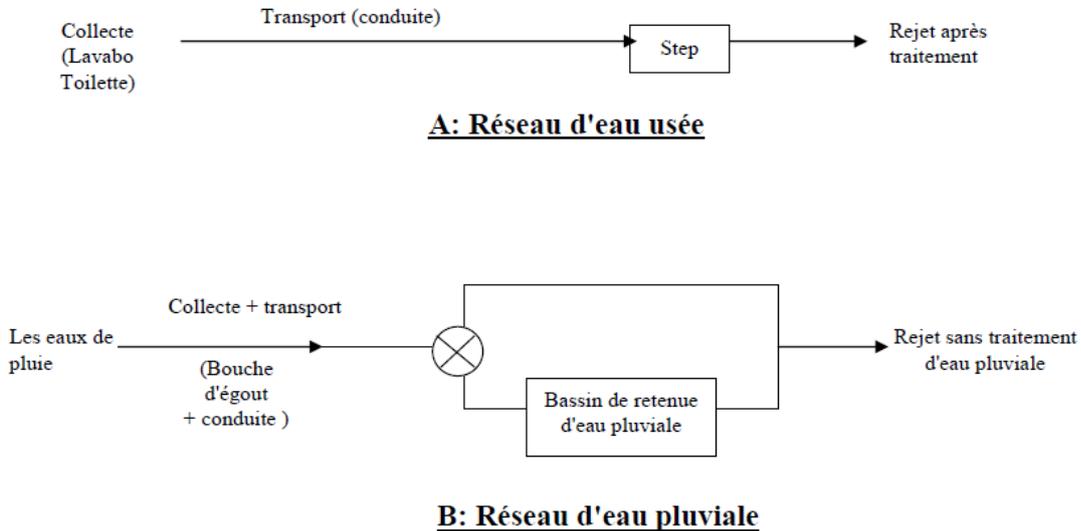


Figure II-2 : Schéma du Réseau séparatif.

II.3.2.1. Réseau d'eau usée

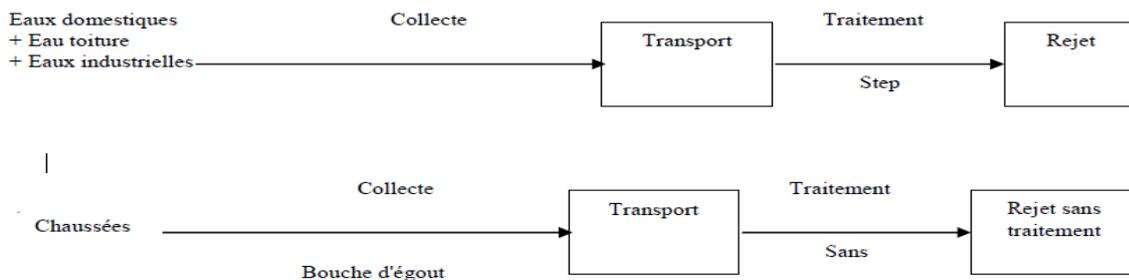
Ce réseau de conduites est conçu pour transit des eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville.

II.3.2.2. Réseau d'eau pluviale

Ce réseau assure l'évacuation des points de ruissellement, il suit des lignes de plus grande pente pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proches afin d'augmenter la vitesse d'écoulement.

II.3.3. Système pseudo-séparatif

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toitures, cours, etc...), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs [2]. La figure II-3 suivant représente le schéma du réseau pseudo séparatif.



Le tableau II-1 suivant récapitule les domaines d'utilisation, les avantages, les inconvénients et les contraintes d'exploitation de chacun des systèmes sus cités.

Tableau II-1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.

Systèmes	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> -conception simple -encombrement réduit du sous-sol -à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> -entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage -difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -petites et moyennes agglomérations ; -extension des villes ; -faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs -exploitation plus facile de la STEP. 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindres dimensions. 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

❖ Remarque

Il existe d'autres systèmes tel que:

- **Le système non collectif** : Proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics.
- **Le système non gravitaire** : que l'on appelle encore transferts forcés mis en œuvre chaque fois que la topographie l'exige.

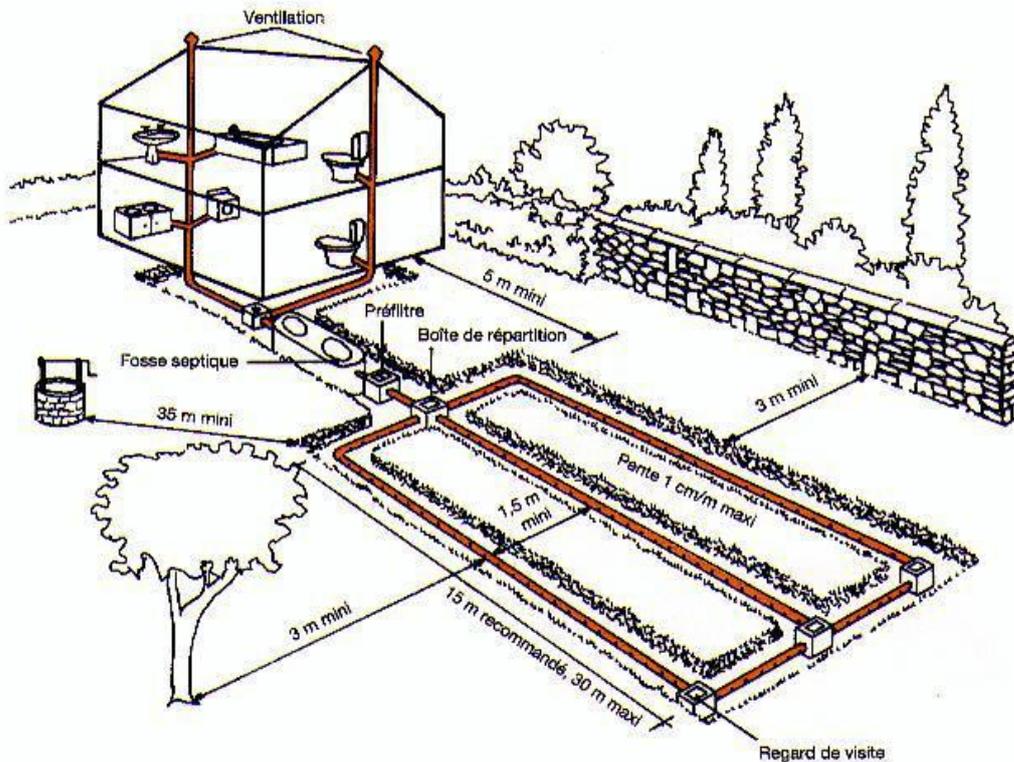


Figure II-4 : Schéma de Système non collectif.

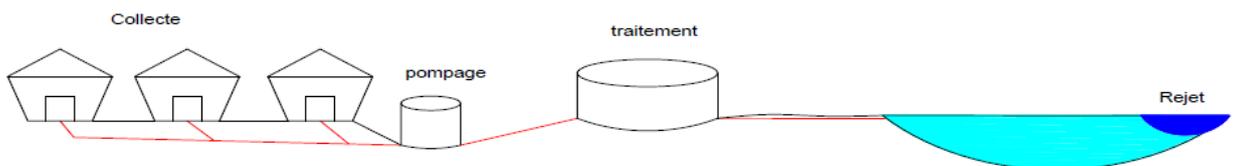


Figure II -5 : Schéma de Système non gravitaire.

II.4. Choix entre les systèmes d'assainissement

Généralement ; le choix entre les systèmes d'assainissement résulte:

- de la topographie locale, du régime de précipitation atmosphérique, la nature du terrain, la durée de temps sec précédant le ruissellement, le tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilisation des soles, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.
- De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....) ; généralement ; les annexes du pose fixent le périmètre de chaque système d'assainissement ;
- Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en autre par exemple : système unitaire ou séparatif) ;
- Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de surverses d'orage.
- D'exploitation tenant, par exemple : à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain. ces raison pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage),
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.

II.5. Les différents Schémas d'évacuation

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi ; leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants [04] :

✓ Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

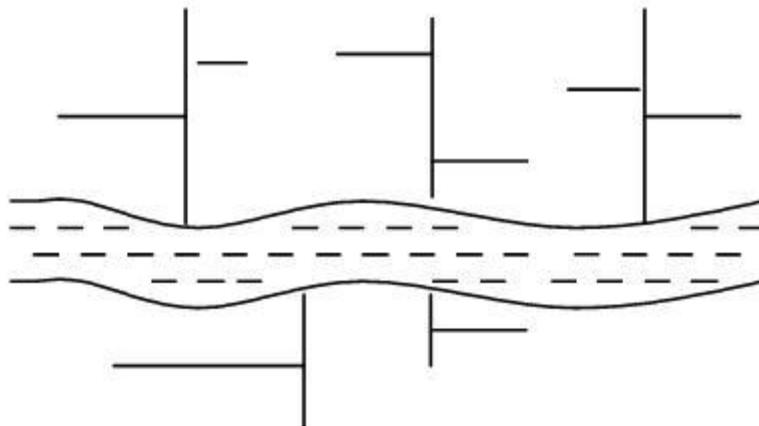


Figure II-6 : Schéma type perpendiculaire au cours d'eau.

✓ Schéma par déplacement latéral

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

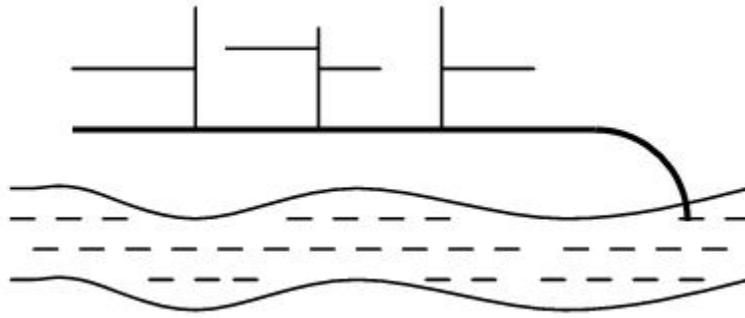


Figure II-7 : Schéma par déplacement latéral.

✓ **Schéma transversal ou oblique**

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

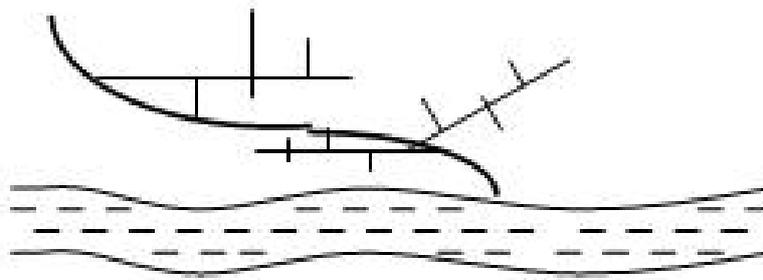


Figure II-8 : Schéma transversal ou oblique.

✓ **Schéma par zone étagée**

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

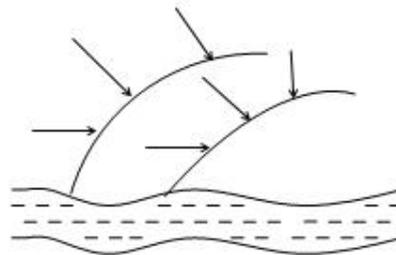


Figure II-9 : Schéma par zone étagée.

✓ Schéma radial

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération

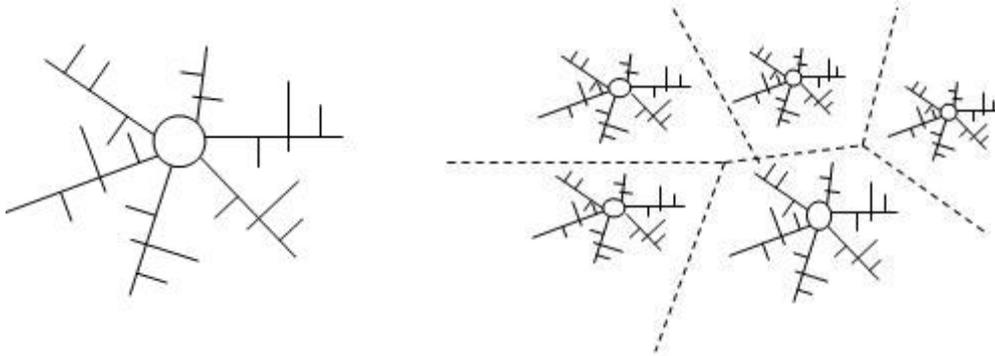


Figure II-10 : Schéma radial.

II.6. Eléments constitutifs du réseau d'assainissement

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égouts devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une purification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- 1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration ;
- 2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

II.6.1. Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration ils comprennent les conduites et les joints [03].

II.6.1.1. Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et des ouvrages visitables.

II.6.1.2. Types de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui se différencient suivant leurs matériaux et leurs destinations.

✓ **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 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des réseaux visitables.

✓ **Conduites en béton armé**

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice, continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

✓ **Conduites en amiante-ciment**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

✓ **Conduites en grés artificiels**

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1m.

✓ **Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié**

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

II.6.1.3. Choix du type de canalisation

Pour faire le choix des différents types de conduite on doit tenir compte de :

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent : étanchéité primordiale et résistance aux efforts mécaniques et aux attaques chimiques.

II.6.1.4. Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier 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) [5].

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

➤ **Joint type Rocla**

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Il est valable pour tous les diamètres.

➤ **Joint à demi-emboîtement**

Avec un cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

➤ **Joint à collet**

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

II.6.1.5. Les différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques [5].

➤ **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 due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

➤ **Actions statiques**

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations.

➤ **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 (H₂ S) corrosif et néfaste aux conduites.

Le tableau II-2 suivante représente les Caractéristiques du tuyau en béton armé.

Tableau II-2 : Caractéristiques du tuyau en béton armé

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

II.6.1.6. Protection des conduites

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

II.6.1.7. Essais des tuyaux fabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité [5].

a. Essai à l'écrasement

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige à faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement à une vitesse de

1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

b. Essai à l'étanchéité

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes. Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

c. Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

II.6.2. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : Fonction collecte des effluents, de fenêtres ouvertes sur les réseaux pour en faciliter l'entretien du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

II.6.2.1. Les ouvrages normaux

a. Les branchements

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

- Un regard de façade doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement ;
- Des canalisations de branchement sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public [4].

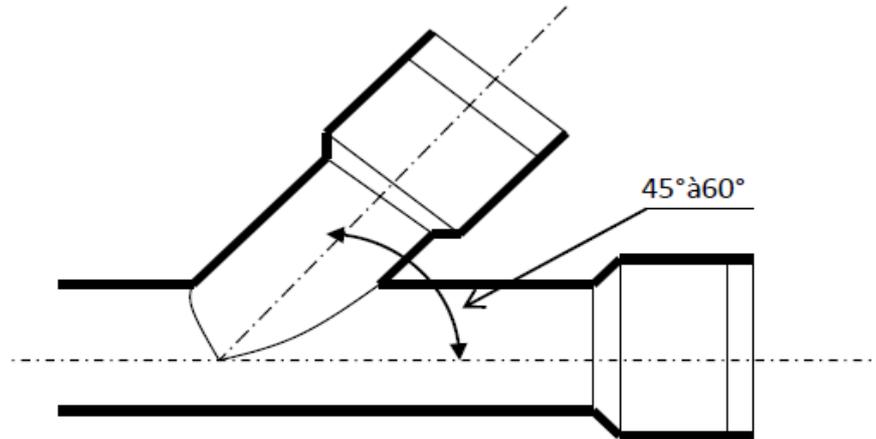


Figure II-11 : Exemple d'un branchement simple

b. Les ouvrages en surface et de recueil

✓ Les fossés

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

✓ Les caniveaux ou rigoles

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

✓ Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont. Elles peuvent être classées selon deux critères, la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

Les différents types des bouches d'égout :

• Bouche d'égout à passage direct

Ce type d'avaloir est généralement construit au droit de collecteurs visitables. Son avantage est qu'aucune opération de curage ne soit pratiquée, toutefois, il oblige

les équipes d'entretien de procéder à des opérations pénibles et couteuses de ramonage des collecteurs.

- **Bouche d'égout à décantation**

Cet ouvrage est de conception courante et généralement la plus utilisée, donc il retient les sables, les graviers et facilement curés avec les engins spéciaux. Cependant la décantation peut retenir les matières fermentescibles amenées par les eaux de ruissellement, ce qui oblige à un curage plus fréquent.

- **Bouche d'égout siphonide**

Cet ouvrage est destiné à supprimer les émanations de mauvaises odeurs.

La figure II-12 suivant présente Les différentes bouches d'égout.

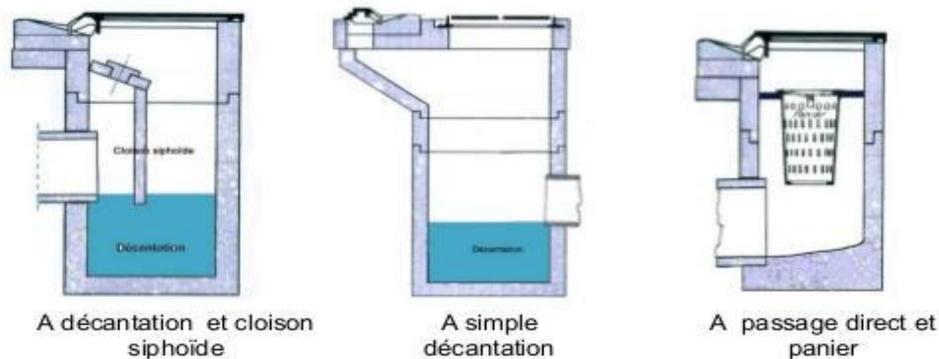


Figure II-12 : Les différentes bouches d'égout.

c. L'ouvrage d'accès au réseau (les regards)

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles 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 latéraux** : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- ✓ **Les regards toboggan** : En cas d'exhaussement de remous.
- ✓ **Les regards de chute** : En cas de forte pente.

c.1 Emplacement des regards

Sur les canalisations les regards doivent être installés [06] :

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

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté (eau usée) ;

- 50 à 80m (eau pluviales) ;

c.2 Type des regards

On distingue différents types qui sont [06] :

➤ **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'espace est de **35 à 80m**.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; au coté le diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; au coté le diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

➤ **Regard de ventilation**

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

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

➤ **Regard de jonction**

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

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

➤ **Regard de chute**

Dans certains cas ou la pente est très importante, les regards de chute sont vivement recommandés afin d'apaiser la vitesse d'écoulement dans les tronçons. Ils permettent également d'accéder à la conduite pour y effectuer des tâches d'entretien, Ainsi que la ventilation dans le réseau, au même temps la Figure II-13 présente schéma général d'un regard de chute.

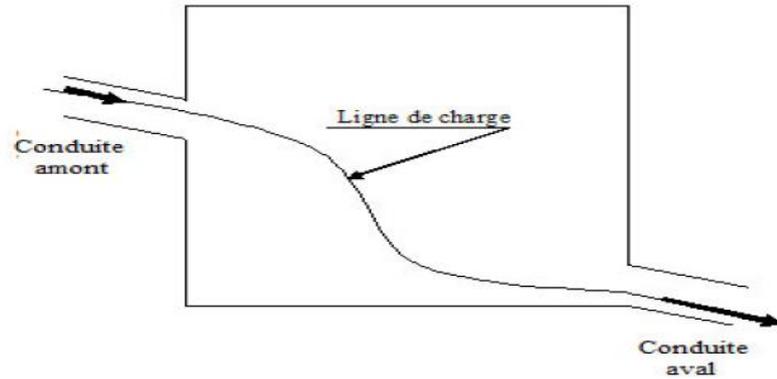


Figure II-13 : Schéma général d'un regard de chute

II.6.2.2. Les ouvrages spéciaux

II.6.2.2.1. Les déversoirs d'orage

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

➤ **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 lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval ;
- Topographie du site et variations des pentes.

➤ **type des déversoirs**

On distingue plusieurs types de déversoir :

a. Déversoir à double seuils 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. la Figure II-14 présente Déversoir latéral double.

b. 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. La Figure II-15 présente Déversoir avec ouverture de radier.

c. Déversoir siphonide

Le déversoir siphonide 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 siphonide s'amorce et produit le déversement accéléré. La figure II-16 présente Déversoir siphonide.

d. 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. La figure II-17 présente Déversoir classique à seuil latéral.

e. 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.

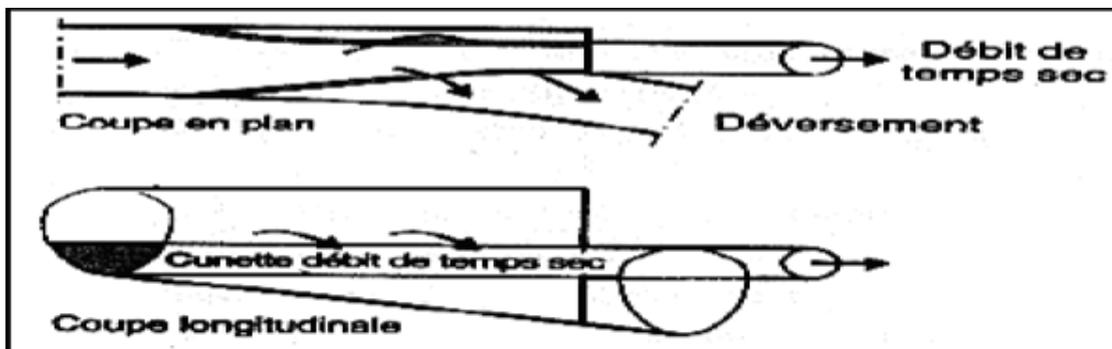


Figure II-14 : Déversoir latéral double.

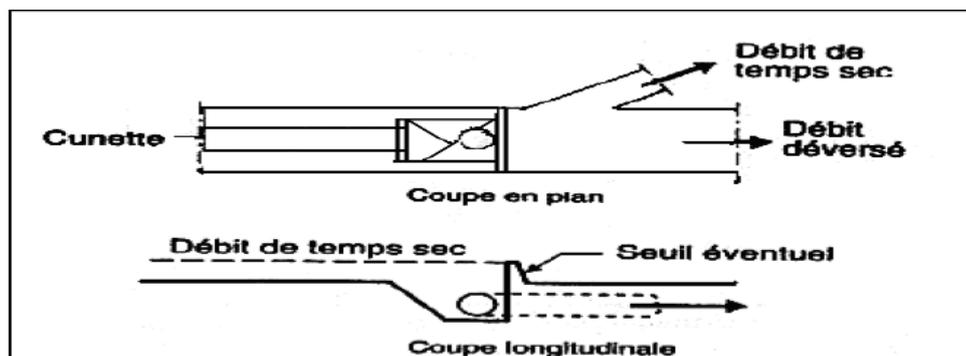


Figure II-15 : Déversoir avec ouverture de radier.

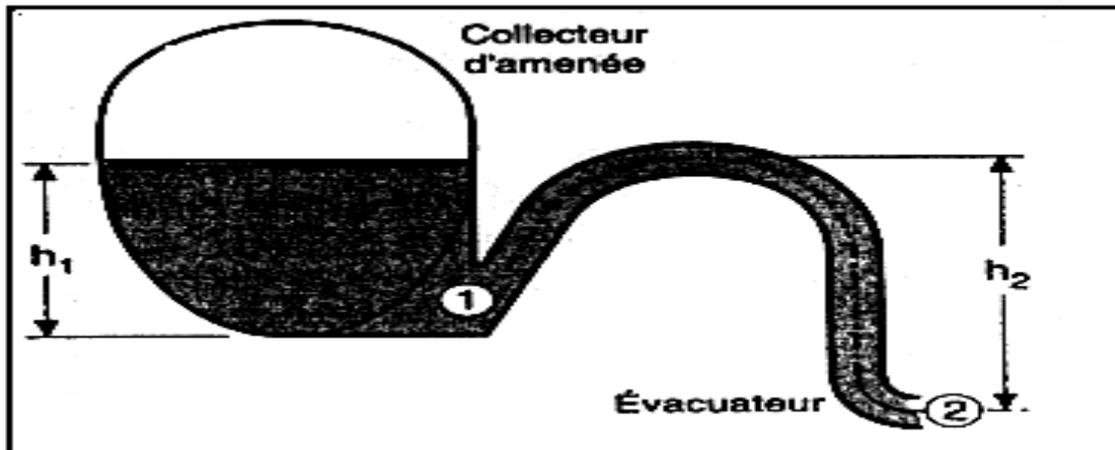


Figure II-16: Déversoir siphonoïde.

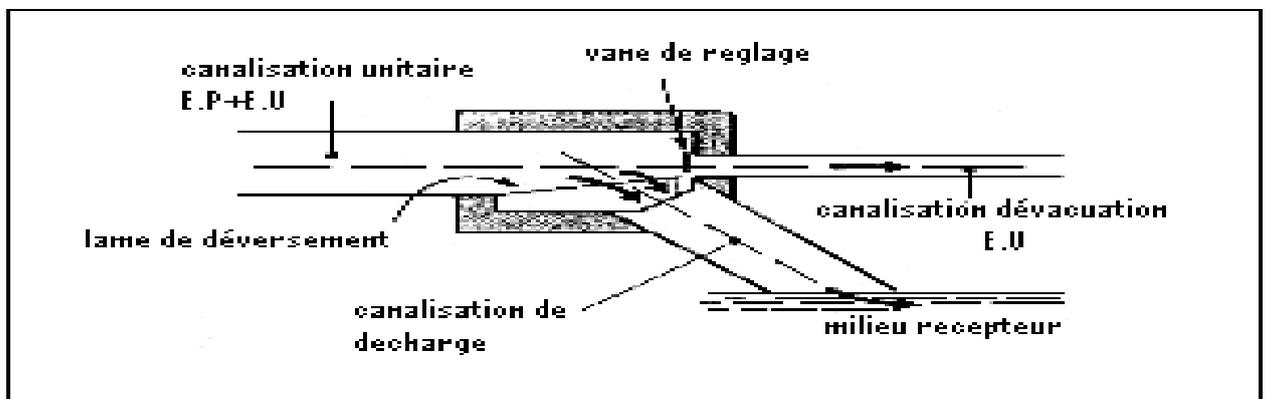


Figure II-17 : Déversoir classique à seuil latéral.

II.6.2.2.2. Bassins de dessablement

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments de nature végétale.

II.6.2.2.3. Dégrilleurs

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer le dégrilleurs. Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau. Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage. Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini quelques généralités sur les différents réseaux d'assainissement. Classification et caractéristique ainsi que les avantages et les inconvénients qu'il présente.

Pour assurer une durée de vie et une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un choix des matériaux qui constituent les conduites en tenant compte de la forme et des dimensions de ces dernières.

Introduction

Avant de faire une étude d'un réseau d'assainissement il faut passer par une étape très importante, c'est la détermination du débit pluvial où les eaux de ruissellement, elles comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage, le but essentiel de ce travail c'est éviter les inondations des agglomérations.

La méthodologie suivit pour le dimensionnement du réseau d'eau pluviale du pôle universitaire de El-ouana peut être résumé en trois points. Le premier est d'évaluer le débit d'eau pluviale dans le bassin versant, le second est de déterminer les caractéristiques de la conduite et enfin vérifier les conditions d'auto-curage.

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

III.1.2. Définition

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de Partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par Une seule ligne d'écoulement.

III.1.3. Choix de la limite des sous bassins

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considéré comme limites [7].

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

Pour notre projet, les routes et les voiries existantes sont prises en considération.

III.2. Evaluation des débits des eaux pluviales

III.2.1. Généralités

Les eaux pluviales sont les eaux de ruissellement qui causent les inondations, hydrologiquement dit ce sont les eaux de la pluie nette.

Généralement les précipitations se caractérisent par leurs durées de chute, intensités et leurs configurations sur les espaces considérés.

Pour l'établissement de ce projet d'assainissement, on considère les averses, c'est-à-dire les pluies de courtes durées car elles sont les plus intenses et dont les débits de calcul sont estimés par plusieurs méthodes hydrologiques.

Parmi les méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales les plus utilisées, On peut citer:

- La Méthode Superficielle.
- La Méthode Rationnelle.

III.2.2. Méthode superficielle (Modèle de CAQUOT)

Le modèle de CAQUOT ou la méthode superficielle est une évolution de la méthode rationnelle. D'une manière générale, en faisant intervenir tous les paramètres d'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points les caractéristiques des tronçons, les débits de pointes qui serviront la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

Cette méthode s'applique exclusivement sur des surfaces urbaines drainées. Elle est donnée par la formule (III-1) :

$$Q_p = K \times I^\alpha \times C^\beta \times A^\delta \quad (\text{III-1})$$

Avec :

Q_p : débit de période T (m³/s) ;

I : pente moyenne du bassin versant, le long du chemin hydraulique ;

C : coefficient de ruissellement moyen ;

A : superficie du bassin versant (ha) ;

K, α, β, γ : coefficients dépendant de la pluviométrie et de la période de retour.

III.2.2.1. Validité de la méthode superficielle

La méthode de Caquot est applicable dans les conditions suivantes :

- La superficie totale $A \leq 200$ ha ;
- La pente doit être comprise entre (0.2 et 5)%, ($0.002 \leq I \leq 0.05$) ;
- Le coefficient de ruissellement «Cr» doit être compris entre 0.2 et 1 ($0.2 \leq Cr \leq 1$) ;
- Le coefficient d'allongement : $M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8$.

Avec :

M : coefficient d'allongement ;

L : longueur de chemin hydraulique (m).

III.2.3. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle, mise au point avant l'avènement des équipements informatiques, permet de calculer rapidement les débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible superficie (moins de 5 km², selon Vies amen et Hammer, jusqu'à 25 km² selon le ministère de transport de Québec dans son manuel de conception des ponceaux de 1994) c'est une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains [8].

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme I, tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée t_n supérieur ou égal au temps de concentration t_c du bassin est calculé à l'aide de l'équation (III-2) :

$$Q = K \times Cr \times A \times i \quad (\text{III-2})$$

Avec :

Q : débit maximal du sous bassin (m³/s) ;

A : surface du bassin versant (ha) ;

i : intensité moyenne maximale de la pluie (mm/min);

Cr : Coefficient de ruissellement ;

K : Coefficient de conversion d'unité.

III.2.3.1. Utilisation de la méthode

Pour utiliser cette méthode, il faut [9] :

- Délimiter le bassin versant global à étudier et les bassins versants associés aux différents nœuds de calcul.
- Déterminer leurs caractéristiques à savoir le coefficient de ruissellement, la longueur, la pente etc. et déterminer l'intensité de l'averse décennale «i» à prendre en compte dans les calculs.

III.2.3.2. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement C'est à déterminer par le plus grand débit Q_r (l/s) instantané et la plus forte précipitation P (l/s.ha) dans le bassin d'apport S (ha) est désigné comme coefficient de ruissellement maximal [10] :

$$C = \frac{\text{débit}}{\text{précipitation}} = \frac{Q_r \left(\frac{l}{s}\right)}{P \left(\frac{l}{s}\right) \times A \text{ (ha)}} \quad \text{(III-3)}$$

La grandeur du coefficient de ruissellement varie entre 0.05-1 et dépend de :

L'inclinaison, du genre et de densité de la surface à drainer (terre limoneuse avec ou sans végétation, sable, rochers) à cela s'ajoutent :

- L'humidité de l'aire ;
- La température ;
- la vitesse et la direction du vent ;
- La gelée ;
- L'orientation de la pluie ;
- L'humidité de la surface ;
- La capacité de la surface de retenir l'eau ;
- La durée des pluies ;
- La densité de la population ;
- Le mode d'occupation du sol ;

Donc pour déterminer le coefficient de ruissellement on prend tous ces facteurs en considération pour s'approcher du vrai coefficient de ruissellement dans la pratique, car une mauvaise estimation de dernier conduit à un sur où sous dimensionnement des eaux pluviales.

III.2.3.2.1. Coefficient de ruissellement pondéré

Ne perdons pas de vue que l'influence de **C** sur les débits est la plus grande, plus importante que les autres paramètres. Si on a appréhendé correctement l'aire **S**, il n'est pas de même du coefficient **C**.

Les coefficients **C** peuvent faire les débits du simple au double surtout pour des espaces libres constitués de sols plus ou moins perméables ou plus ou moins pentus. Dans de tels cas, on calculera un coefficient **C** pondéré en découpant le bassin en zones plus ou moins homogènes, si **A_i** et **C_i** désignent respectivement l'aire et le coefficient volumétrique de ruissellement de la zone, on obtient.

$$C_{eq} = \frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i} \quad \text{(III-4)}$$

Avec :

C_{eq}: coefficient de ruissellement équivalent;

C_i : coefficient de ruissellement du sous bassin considéré ;

A_i : surface du sous bassin versant considéré (ha) ;

ΣA_i : surface totale de sous bassin considéré.

Les valeurs des coefficients de ruissellement relatifs à diverses surfaces et aux types d'occupation du sol sont représentées dans le tableau III-1.

Tableau III-1 : Coefficients de ruissellement relatifs à diverse surfaces et types d'occupation du sol.

Surfaces	Coefficient de ruissellement "Cr"	Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement "Cr"
Chaussée en béton	0.70 – 0.95	Commercial	
Chaussée en brique	0.70 – 0.85	-Centre-ville	0.70 – 0.95
Toiture	0.75 – 0.95	-Banlieue	0.50 – 0.70
Terrain gazonné, sol sablonneux		Résidentiel	
-Plat (pente < 2%)	0.05 – 0.10	-Lotissements	0.30 – 0.50
-Pente moyenne (2 à 7%)	0.10 – 0.15	-Collectifs	0.50 – 0.75
-Pente raide (> 7%)	0.15 – 0.20	-Habitat dispersé	0.25 – 0.40
Terrain gazonné, sol dense		Industriel	
-Plat (pente < 2%)	0.13 – 0.17	-Densité moyenne	0.50 – 0.80
-Pente moyenne (2 à 7%)	0.18 – 0.22	-Densité élevée	0.60 – 0.90
-Pente raide (> 7%)	0.25 – 0.35	Parcs et jardins publics	0.05 – 0.25
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30	-Terrains de jeux	0.25 – 0.35
		-Terrains vagues	0.05 – 0.15
		-Terrains agricoles	0.05 – 0.13
		Drainée	
		Non drainée	0.03 – 0.7

❖ **Remarque**

Dans notre étude on a pris les coefficients de ruissèlements suivants :

- Cr= 0.3 pour les espaces verts ;
- Cr =0.8 pour les pavages, chaussés en béton, chaussées en brique, toitures.

Avec :

Q_{ps} : débit en pleine section (m³/s) ;

D_n : diamètre normalisé de la conduite (m) ;

I : pente de la conduite en (%).

III.2.3.3. L'intensité moyenne maximale

L'intensité moyenne maximale représente la hauteur maximale de pluie obtenue pour une durée de précipitation. Le temps est généralement pris égal au temps de

concertation du bassin versant considéré et qui est utilisé pour l'évaluation du débit de pointe [11].

L'intensité moyenne maximale généralement utilisée pour les zones méditerranéennes pour une période de retour $T = 10$ ans est donnée par la formule (III-5).

$$i(t) = 4 \times tc^{-0.5} \quad \text{(III-5)}$$

Avec :

i : intensité moyenne maximale (mm/min) ;

tc : temps de concentration du bassin versant considéré.

4 et (-0.5) : sont des paramètres d'ajustement de la courbe IDF décennale de la région

III.2.3.4. Temps de concentration

Le temps d'entrée (temps de concentration) tc , d'un bassin versant urbain est le temps le plus important que peut mettre l'eau qui ruisselle dans ce bassin versant à atteindre la bouche d'égout. La valeur du temps d'entrée est fonction de [8] :

- La pente moyenne de la surface du terrain en direction de la bouche d'égout.
- La distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour atteindre la bouche d'égout
- La nature de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Il existe plusieurs modèles de d'évaluation du temps de concentration d'un bassin versant. Le calcul des temps d'entrées des sous bassins de notre projet se fera avec le modèle de Kirpich (III-6)

$$Tc = 0.0195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad \text{(III-6)}$$

Avec:

Tc : temps de concentration (min);

L : la distance maximale parcourue par l'eau sur la surface (m) ;

I : pente de chemin parcouru par l'eau (m/m).

Donc le temps de concentration dépend de la pente moyenne du parcours d'eau et sa longueur.

Dans le cas où le chemin parcouru par l'eau est composé successivement d'un écoulement superficiel et d'un écoulement dans le réseau, le temps de concentration sera donné par la formule (III-7).

$$Tc = t_1 + t_2 \quad \text{(III-7)}$$

Avec :

t_1 : temps d'écoulement superficiel dans le bassin versant (min) ;

t_2 : temps d'écoulement dans le réseau (min) estimé par la formule (III-8).

$$t_2 = \frac{L}{V \times 60} \quad \text{(III-8)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m) ;

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

III.2.3.5. Choix de la méthode de calcul

Dans notre cas adoptons la méthode rationnelle pour les raisons suivantes [14].

- La méthode rationnelle est un excellent outil pour la détermination d'un hydrogramme.
- En effet, elle permet tout au long du développement du calcul, de rationaliser les résultats et de dégager ainsi les meilleures caractéristiques du projet à retenir.
- Comme une des finalités de la méthode consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul. de ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

III.3. Procédures de dimensionnement du réseau des eaux pluviales

III.3.1. Détermination des pentes radiers

Les pentes des conduites sont calculées par la formule (III-9) suivante :

$$I = \frac{CT(\text{radieram}) - CT(\text{radierav})}{\text{longueur}} \quad (\text{III-9})$$

Avec:

CT (radier am): cote radier amont de la conduite;

CT (radier av): cote radier aval de la conduite;

Longueur : longueur de la conduite (m).

III.3.2. Détermination des temps de concentration

Le temps de concentration des sous bassins est calculé par la formule de Kirpich représenté sous la formule (III-6).

Cas 1 : bassin versant sans réseau $\rightarrow tc = t2 = 0.0195 \times L^{0.77} \times P^{-0.385}$

Cas 2 : bassin versant avec réseau $\rightarrow tc = t1 + t2, t1 = L / 60 \times V$

❖ Remarque

Les résultats de calcul sont regroupés dans l'Annexe (01).

III.3.3. Calcul des débits de pointe

Le débit de pointe est calculé par la formule (III-10).

$$Qp = 0.167 \times Cr \times A \times tc^{-0.5} \quad (\text{III-10})$$

III.3.4. Calcul du diamètre approximatif

La valeur du diamètre approximatif d'une conduite est calculée par la formule de Manning formule (III-11).

$$Dc = \left(\frac{n}{0.03117} \times \frac{Qp}{\sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (\text{III-11})$$

Avec :

Qp : débit de pointe (m³/s) ;

I : pente hydraulique de la conduite ;

0.03117 : coefficient d'homogénéité des unités ;

n : coefficient de Manning.

n= 0.012 pour les tuyaux en ciment lisse ou en métal ;

n= 0.013 pour les tuyaux en béton ordinaire ;

n= 0.014 pour les canaux en béton.

Dans notre cas, nous prenons **n=0.013**, en raison d'utilisation des conduites en béton. Les résultats du diamètre de la conduite doivent être normalisés selon les diamètres commerciaux disponibles sur le marché. **Dn** : 300, 400, 500, 600, 800,...ect Et cela en prenant le diamètre normalisé supérieur ou égal au diamètre de la conduite calculé **Dn ≥ Dc**.

III.3.5. Calcul des caractéristiques d'une conduite débitante à pleine section

III.3.5.1. Débit à pleine section

Les valeurs des débits de pleine section sont données par la formule (III-12) suivante :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{n} \times Dn^{8/3} \times \sqrt{I} \quad (III-12)$$

Avec :

Qps : débit en pleine section (m³/s) ;

Dn : diamètre normalisé de la conduite(m) ;

I : pente de la conduite en (%).

III.3.5.2. Vitesse à pleine section

La vitesse à pleine section est calculée par la formule (III-13) suivante :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times Dn^2} \quad (III-13)$$

III.3.5.3. Calcul du rapport hydraulique et du rapport de vitesse

La formule du rapport débit est donnée suivant la formule (III-14) :

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}} \quad (III-14)$$

Avec:

r_q: rapport débit

En s'appuyant sur l'abaque de BAZIN, on détermine la valeur de **r_v** et **r_h**.

III.3.5.4. Calcul de la vitesse effective et la hauteur de remplissage

La vitesse effective et la hauteur de remplissage de la conduite sont données par les formules (III-15) et (III-16) respectivement.

$$V = r_v \times V_{ps} \text{ (m/s)} \quad (III-15)$$

$$H = r_h \times Dn \text{ (m)} \quad (III-16)$$

Avec :

V : la vitesse effective (m/s) ;

r_v : rapport de vitesse ;

r_h : rapport de remplissage ;

H : hauteur de remplissage (m) ;

Dn : diamètre nominale (m).

❖ **Remarque**

Si la condition $V < 4$ m/s n'est pas vérifiée on doit soit changer la pente, ou augmenter le diamètre.

III.3.6. Calcul du temps de concentration aval du nœud considéré

Le temps de concentration aval au nœud considéré est donné selon la formule (III-17).

$$T_{cava} = T_{camon} + \frac{L}{V \times 60} \quad \text{(III-17)}$$

Avec:

tcava : temps de concentration aval (min) ;

tcamon : temps de concentration amont (min) ;

V : la vitesse effective (m/s) ;

L : longueur de conduite (m).

❖ **Remarque**

Les résultats de calcul des débits de pointe, des diamètres approximatifs, des caractéristiques d'une conduite débitante à plein section et des temps de concentration aval du nœud sont regroupés dans l'Annexe (03).

Exemple d'application

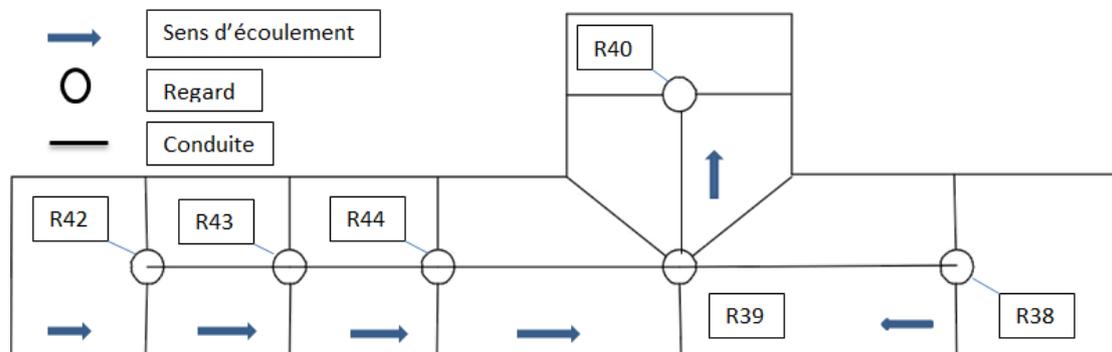


Figure III-1 : Exemple d'un schéma d'ossature

Un exemple d'application du calcul sur une partie du réseau d'eau pluviale.

La conduite (38-39)

$$S_{14} = 0,79 \text{ ha}$$

$$T_c = 3,3 \text{ (mn)}$$

$$I = 2,6 \%$$

$$Q_p = 0,167 \times C_r \times A \times 4 \times t_c^{-0,5}$$

$$Q_p = 0,167 \times 0,8 \times 0,79 \times 4 \times (3,3)^{-0,5}$$

$$Q_p = 0,232 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$D_c = \left(\frac{n}{0,3137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$Dc = \left(\frac{0.013}{0.3137} \times \frac{0.232}{\sqrt{2.6}} \right)^{3/8}$$

$$Dc = 0.344 \text{ (m)}$$

On prend le diamètre normalisé : DN=0.4 m, ou DN=400 mm.

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{n} \times Dn^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.4^{8/3} \times \sqrt{2.6}$$

$$Q_{PS} = 0.351 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times Dn^2}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times 0.338}{3.14 \times 0.4^2}, V_{PS} = 2.792 \text{ (m/s)}$$

$$rq = \frac{Qp}{Qps}$$

$$rq = 0.663 \dots \dots \dots \text{ (rh = 0,595, rv = 1,078)}$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times rv = 2.792 \times 1.078 = 3.010 \dots \dots \dots V_r < 4 \text{ (m/s) (vérifiée)}$$

$$H = Dn \times rh = 0.4 \times 0,595 = 0.238 \text{ (m)}$$

$$Tc \text{ (aval)} = Tc \text{ (amont)} + \frac{L}{V \times 60}$$

$$Tc \text{ aval} = 3.637 \text{ (mn)}$$

La Conduite (R42-R43)

$$S_{16} = 1.83 \text{ ha}$$

$$Tc = 2.6 \text{ (mn)}$$

$$I = 0.2 \%$$

$$Q_p = 0.167 \times C_r \times A \times 4 \times t_c^{-0.5}$$

$$Q_p = 0.167 \times 0.8 \times 1.83 \times 4 \times (2.6)^{-0.5}$$

$$Q_p = 0.607 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$Dc = \left(\frac{n}{0.3137} \times \frac{Qp}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$Dc = \left(\frac{0.013}{0.03137} \times \frac{0.607}{\sqrt{0.2}} \right)^{3/8}$$

$$Dc = 0.808 \text{ (m)}$$

On prend le diamètre normalisé : DN=0.9 (m), ou DN=900 (mm)

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{n} \times Dn^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.9^{8/3} \times \sqrt{0.2}$$

$$Q_{PS} = 0.810 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times Dn^2}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times 0.810}{\pi \times 0.9^2}, V_{PS} = 1.274 \text{ (m/s)}$$

$$rq = \frac{Qp}{Qps}$$

$$rq = 0.749 \dots \dots \dots \text{ (rh = 0.641, rv = 1.096)}$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times rv = 1.274 \times 1.096 = 1.397 \dots \dots \dots V_r < 4 \text{ (m/s) (vérifiée)}$$

$$H = Dn \times rh = 0.9 \times 0.641 = 0.577 \text{ (m)}$$

$$Tc \text{ (aval)} = tc \text{ (amont)} + \frac{L}{V \times 60}$$

$$Tc = 2.6 + \frac{70}{1.397 \times 60}$$

Tc aval = 3.435 (mn).

La Conduite (R43-R44)

S15 = 1.04ha

Tc = 2.6 (mn)

I = 2.86 %

Tc aval = 3.435 (mn)

$$Q_p = 0.167 \times C_r \times (A_{15} + A_{16}) \times 4 \times t_c^{-0.5}$$

$$Q_p = 0.167 \times 0.8 \times (1.83 + 1.04) \times 4 \times (3.435)^{-0.5}$$

$$Q_p = 0.828 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$D_c = \left(\frac{n}{0.3137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0.013}{0.3137} \times \frac{0.828}{\sqrt{2.86}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = 0.551 \text{ (m)}$$

On prend le diamètre normalisé : DN=0.6 (m), ou DN=600 (mm).

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{n} \times D_n^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.6^{8/3} \times \sqrt{2.86}$$

$$Q_{PS} = 1.042 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_n^2}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times 1.042}{\pi \times 0.6^2} \quad V_{PS} = 3.687 \text{ (m/s)}$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = 0.794 \dots \dots \dots \text{ (rh} = 0.668, \text{rv} = 1.102)$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times r_v = 3.687 \times 1.102 = 4.064 \dots \dots \dots V_r < 4 \text{ (m/s) (vérifiée)}$$

$$H = D_n \times r_h = 0.6 \times 0.668 = 0.401 \text{ (m)}$$

La Conduite (R44-R39)

S15 = 1.04 ha

Tc = 3.435 (mn)

I = 1.7 %

$$Q_p = 0.167 \times C_r \times (A_{15} + A_{16}) \times 4 \times t_c^{-0.5}$$

$$Q_p = 0.167 \times 0.8 \times (1.83 + 1.04) \times 4 \times (3.435)^{-0.5}$$

$$Q_p = 0.828 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$D_c = \left(\frac{n}{0.3137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0.013}{0.3137} \times \frac{0.828}{\sqrt{1.7}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = 0.607 \text{ (m)}$$

On prend le diamètre normalisé : DN = 0.7 (m), ou DN = 700 (mm)

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{n} \times D_n^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.7^{8/3} \times \sqrt{1.7}$$

$$Q_{PS} = 1.211 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_n^2}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times 1.211}{\pi \times 0.7^2} \quad , \quad V_{PS} = 3.147 \text{ (m/s)}$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = 0.684 \dots \dots \dots (r_h = 0.606, r_v = 1.084)$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times r_v = 3.147 \times 1.084 = 3.411 \dots \dots \dots V_r < 4 \text{ (m/s) (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

$$H = D_n \times r_h = 0.7 \times 0.606 = 0.424 \text{ (m)}$$

$$T_c \text{ (aval)} = t_c \text{ (amont)} + \frac{L}{V \times 60}$$

$$T_c \text{ (aval)} = 3.747 \text{ (mn).}$$

La Conduite (R39-R40)

$$Q_p \text{ (droit)} = Q_p \text{ (R38-R39)}$$

$$Q_p \text{ (droit)} = 0.232 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$T_c \text{ (aval) (R38-R39)} = 3.637 \text{ (mn)}$$

$$Q_p \text{ (gauche)} = Q_p \text{ (R44-R39)}$$

$$Q_p \text{ (gauche)} = 0.828 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

On a S₁₄ est en parall\u00e8le avec (S₁₅, S₁₆)

Donc :

$$Q_p \text{ (droit)} + Q \text{ (gauche)} = 1.06 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$Q_p \text{ (assemblage)} = 0.167 \times 0.8 \times (0.79 + 1.04 + 1.83) \times 4 \times (3.747)^{-0.5}$$

$$Q_p \text{ (assemblage)} = 1,01 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$\mathbf{Q_p \text{ (gauche)} = 0.828 \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \mathbf{Q_p \text{ (assemblage)} = 1,01 \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \mathbf{Q_p \text{ (droit)} = 0.232 \text{ (m}^3\text{/s)}$$



On prend Q_P (assem) = 1.01 (m³/s)

$$D_c = \left(\frac{n}{0.3137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0.013}{0.3137} \times \frac{1.01}{\sqrt{1.6}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = 0.662 \text{ (m)}$$

On prend le diam\u00e8tre normalis\u00e9 : DN=0.7 (m), ou DN=700 (mm).

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{n} \times D_n^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{PS} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.7^{8/3} \times \sqrt{1.6}$$

$$Q_{PS} = 1.174 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_n^2}$$

$$V_{PS} = \frac{4 \times 1.174}{\pi \times 0.7^2} \quad V_{PS} = 3.053 \text{ (m/s)}$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = 0.860 \dots \dots \dots (r_h=0.714, r_v =1.110)$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times r_v = 3.053 \times 1.110 = 3.388 \dots \dots \dots V_r < 4 \text{ (m/s) (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

$$H = D_n \times r_h = 0.7 \times 0.714 = 0.5 \text{ (m)}$$

$$T_c \text{ (aval)} = t_c \text{ (amont)} + \frac{L}{V \times 60}$$

$$T_c \text{ (aval)} = 4.081 \text{ (mn).}$$

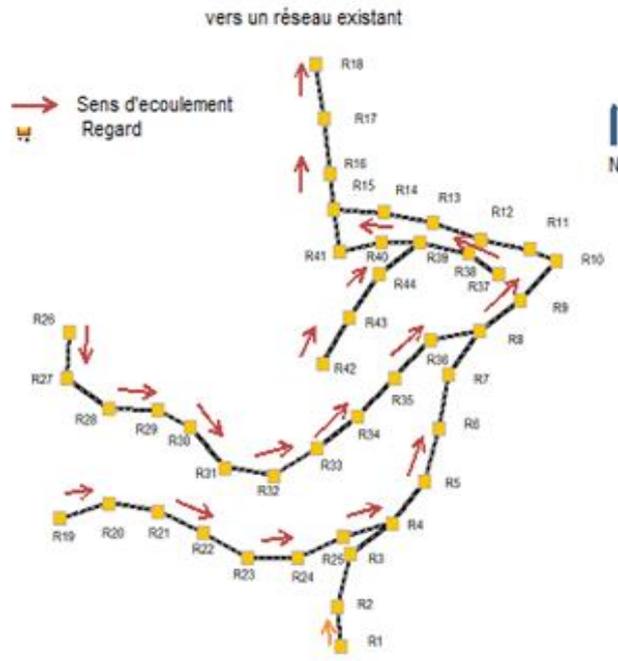


Figure III-2 : Schéma synoptique représentant le collecteur des eaux pluviales

III.4. Vérification des conditions d'auto-curage du réseau d'eau pluviale

Afin d'éviter les dépôts, assurer un bon fonctionnement du réseau et un écoulement libre, il faut créer des pentes assurant des vitesses d'auto curage :

- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.6m/s à QPS/10
- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{min})= 0.3m/s à QPS/100
- Vitesse maximale (V_{max})=3 à 4 m/s.

Ainsi que :

- 1- Le débit maximal est obtenu lorsque la canalisation est remplie à 95% de sa hauteur
- 2- La vitesse maximale est obtenue lorsque la fonction de la hauteur totale de remplissage atteint 80% [8].

❖ Remarque

Les résultats de calcul des conditions d'auto-curage sont regroupés dans l'Annexe (04).

 **Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté la méthodologie de dimensionnement du réseau d'assainissement séparatif d'eau pluviale. Pour cela nous avons pris le soin de réaliser un tracé économique du réseau de telle manière à éviter les contres pentes afin d'avoir un écoulement gravitaire vers l'exutoire préalablement choisi.

Introduction

Dans le but de dimensionner le collecteur du réseau d'assainissement séparatif d'eau usée, on doit obligatoirement passer par l'évaluation des débits moyens journaliers d'eaux usées rejetés par le site d'étude.

Le dimensionnement de ce réseau réclame préalablement, la recherche de nombreux renseignements à savoir l'urbanisation prévue

IV.1. Evaluation des débits des eaux usées

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations).

Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être Une source de plusieurs maladies a transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie....). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer

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

On distingue [12] :

- a) Les eaux usées d'origine domestique;
- b) Les eaux usées d'origine industrielle;
- c) Les eaux usées du service public;

a. Les usées domestiques

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

b. Les eaux industrielles

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

❖ Remarque

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

c. Les eaux usées du service public

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

IV.1.2. Estimation des débits des eaux usées

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

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

IV.1.3. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

IV.1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen rejeté est calculé par la relation (IV-1)

$$Q_{mf} = \frac{D_f \times (1 - P_f) \times N_f}{86400} \quad \text{(IV-1)}$$

Avec :

$Q_{mf,j}$: Débit moyen journalier d'eaux usées rejetées (l/s).

D_f : Dotation (l/hab./j).

P_f : pertes (30%).

N_f : Nombre d'habitants

❖ **Remarque**

Les dotations en fonction du type d'agglomération est comme suit [13] :

125 l/hab/j..... < 2000 habitants ;

150 l/hab/j..... pour les petites agglomérations ;

200 l/hab/j..... pour les villes > 10000 habitants ;

250 l/hab/j..... pour les villes > 100000 habitants ;

300 l/hab/j..... pour les villes > 500000 habitants ;

350 l/hab/j..... pour les villes > 1000000 habitants.

-Dans notre cas, on a pris une dotation égale à 200 l/hab/j car on a Nombre d'habitant > 10000 habitant

Tableau IV-1 : Évaluation les débits des eaux usées des équipements

type d'équipement	Unité de mesure	Nombre d'unité	Coefficient d'équivalence	ni	Norme (l/hab/j)	Perte (%)	Qmf éq (l/s)	Total
Salle TD	élève	8240	4	2060	200	30	3.383	12.451
Amphithéâtres	élève	3050	4	762.5	200	30	1.236	
Bibliothèque	élève	2200	4	1100	200	30	1.782	
Administration	employé	90	2	45	200	30	0.073	
Cité Universitaire	Lits	3000	1	3000	200	30	4.861	
Restaurant	places	1600	3	533.33	200	30	0.864	
Centre de Recherche	employé	60	2	30	200	30	0.049	
Laboratoire	employé	50	2	25	200	30	0.041	
Activité culturel et sportif	sport	200	1	100	200	30	0.162	

IV.1.3.2. Evaluation du débit de pointe

Le débit de pointe du rejet est donné par la relation suivante

$$Q_p = C_p \times Q_{moy.j} \quad (IV-2)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe d'eaux usées rejetées (l/s).

Q_{moy.j} : Débit moyen journalier d'eaux usées rejetées (l/s).

C_p : Coefficient de pointe calculé par la formule ci-après:

$$C_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{mf}}} \quad (IV-3)$$

Q_p : débit de pointe (l/s)

Q_{mf} : débit moyen futur (l/s)

CP : coefficient de pointe (Cp ≤ 4)

❖ **Remarque :**

Cette formule est appréciable pour Cp ≤ 4, et dans le cas où Cp > 4 on prend Cp = 4.

Avec :

a = 1.5 : paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen future est très grand.

b = 2.5 : parametre exprimant l'augmentation de **Q_p** lorsque **Q_{mf}** est très petit.

IV.1.3.3. Evaluation du débit spécifique d'un sous bassin

Le débit spécifique est donné par la formule (IV-4)

$$Q_s = \frac{Q_{mf}}{\sum L_i} \quad (IV-4)$$

Avec :

Q_s : débit spécifique (l/s×m)

Q_{mf} : débit moyen futur du sous bassin

∑ L_i : somme des longueurs des tronçons du sous bassin considéré.

Le tableau IV-2 suivant présente calcul de débit spécifique.

Tableau IV-2 : Calcul de débit spécifique

bassin	Q_m (l/s)	La somme des longueurs (m)	Débit unitaire (l/s.m)
A	13.053	2709.91	0.005

IV.1.3.4. Evaluation du débit de route pour chaque tronçon

Le débit de route est donné par la formule (IV-5) :

$$Q_{ri} = Q_s \times L_i \quad (IV-5)$$

Avec:

- **Q_{ri}**: Débit de route du tronçon «i» (l/s);
- **Q_s**: Débit spécifique (l/s.m);
- **L_i** : Longueur du tronçon «i» (m).

IV.1.3.5. Evaluation du débit moyen entrant

Le débit moyen entrant est donné par la formule (IV-6) :

$$Q_{me} = \sum Q_{ri} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- **Q_{mei}** : Débit moyen entrant au tronçon «i» (l/s).

IV.1.3.6. Evaluation du débit moyen sortant

Calcul du débit moyen sortant est donné par la formule (IV.7) :

$$Q_{ms} = Q_{me} + Q_{ri} \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

- **Q_{msi}** : Débit moyen sortant au tronçon (l/s);
- **Q_{mei}** : Débit moyen entrant au tronçon (l/s);
- **Q_{ri}** : Débit de route de tronçon «i» (l/s).

IV.1.3.7. Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

Ce coefficient de point C_p est donné par les formules empiriques (IV-8), (IV-9) :

$$C_{pe} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{me}}} \quad (\text{IV-8})$$

$$C_{ps} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{ms}}} \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

- **Q_{me}**: débit moyen entrant ;
- **Q_{ms}** : débit moyen sortant.

Les valeurs (a = 1.5) et (b = 2.5).

IV.1.3.8. Calcul du débit de pointe entrant

Calcul du débit de pointe entrant est donné par la formule (IV-10):

$$Q_{pei} = C_{pei} \times Q_{mei} \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

- **Q_{pei}**: Débit de pointe entrant de la conduite «i» (l/s) ;
- **C_{pei}**: Coefficient de pointe entrant;
- **Q_{mei}**: Débit moyen entrant au tronçon «i» (l/s).

IV.1.3.9. Calcul du débit de pointe sortant

Calcul du débit de pointe sortant est donné par la formule (IV-11) :

$$Q_{psi} = C_{psi} \times Q_{msi} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

- **Q_{psi}**: Débit de pointe sortant de la conduite «i» (l/s) ;
- **C_{psi}**: Coefficient de point sortant;
- **Q_{msi}**: Débit moyen sortant au tronçon «i» (l/s).

IV.1.3.10. Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon

Calcul du débit de pointe pour chaque tronçon est donné par la formule (IV-12) :

$$Q_{pi} = \frac{Q_{pei} + Q_{psi}}{2} \quad (\text{IV-12})$$

IV.1.3.11. Détermination des diamètres des conduites

Après avoir tracé le profil en long et déterminé les pentes, à l'aide de l'abaque de BAZIN (abaque de BAZIN (0.25)), on détermine les diamètres des conduites.

Exemple d'application:

Le tronçon R31_R32

$L(R31_R32) = 39.83 \text{ m}$

➤ Calcul du débit spécifique

$$Q_s = \frac{Q_m}{\sum L_i} = \frac{13.0534}{2709.91} = 0.005 \text{ (l/s.m)}$$

➤ Calcul du débit de route

$$Q_r = Q_s \times L(R30 - R31) = 0.005 \times 39.83$$

$$Q_r = 0.1992 \text{ (l/s)}$$

➤ Calcul du débit moyen entrant

$$Q_{mei} = \sum Q_{ri}$$

$$Q_{mei} = 0.20 \text{ (l/s)}$$

➤ Calcul du débit moyen sortant

$$Q_{ms} = Q_{mei} + Q_r = 0.20 + 0.20$$

$$Q_{ms} = 0.40 \text{ (l/s)}$$

➤ Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

$$C_{pe} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{me}}}$$

$$C_{pe} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{0.20}} = 7.090 \quad C_{pe} > 4$$

$$C_{pe} = 4$$

$$C_{ps} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{ms}}}$$

$$C_{ps} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{0.48}} = 5.453 \quad C_{ps} > 4$$

$$C_{ps} = 4$$

➤ Calcul débit de pointe entrant

$$Q_{pe} = C_{pe} \times Q_{me}$$

$$Q_{pe} = 4 \times 0.20 = 0.81 \text{ (l/s)}$$

➤ Calcul débit de pointe sortant

$$Q_{ps} = C_{ps} \times Q_{ms}$$

$$Q_{ps} = 4 \times 0.40 = 1.61 \text{ (l/s)}$$

➤ **Calcul du débit de pointe**

$$Q_p = \frac{(Q_{pe} + Q_{ps})}{2}$$

$$Q_p = \frac{(0.81 + 1.61)}{2}$$

$$Q_p = 1.213 (l/s)$$

• **Calcul du diamètre**

D'après l'abaque de BAZIN on a trouvé les diamètres qui sont égaux à **200 mm**.
Les résultats d'exemples sont donnés dans le tableau IV-3.

Tableau IV-3: Evaluation des débits des eaux usées pour le tronçon (R31-R32)

N° de tronçon	Li (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Cpe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	pente (%)	diamètre (mm)
				Qms (l/s)	Cps	Qps (l/s)			
R31	39.83	0.005	0.1992	0.20	4	0.81	1.213	4	200
R32				0.40	4	1.61			

❖ **Remarque**

Les résultats de calcul sont regroupés dans l'Annexe 5

IV.1.4. Vérification des conditions d'auto-curage du réseau

L'écoulement des eaux dans le réseau est un facteur très important à considérer lors de la conception du réseau. Il obéit à un certain nombre de conditions.

1ère condition

Une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0.7m/s (à la rigueur égale 0.5m/s) pour une hauteur de remplissage égale à 0.5 du diamètre.

$$V \geq 0.6 \text{ m/s pour } H=0.5\emptyset$$

2ème condition

Pour un réseau d'eau usée, il faut assurer une vitesse d'écoulement pour empêcher les dépôts, la vitesse minimale à retenir dites d'auto-curage doit être supérieure ou égale à 0.3m/s.

$$V \geq 0.3 \text{ (m/s) pour } H=0.2\emptyset$$

3ème condition

Une hauteur de remplissage supérieure à 0.2 du diamètre pour un débit correspondant à Qmin.

$$H \geq 0.2\emptyset \text{ pour } Q_{min} = Q_{ma}$$

IV.1.4.1. Les étapes de vérification des conditions d'auto curage

Pour la vérification d'auto curage il faut respecter les étapes suivantes :

IV.1.4.1.1. Calcul du débit de pleine section

Calcul du débit de pleine section est donné par la formule (IV-13) :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \times \emptyset^{8/3} \times \sqrt{I} \quad (\text{IV-13})$$

Avec :

- **Q_{ps}** : débit à pleine section (m³/s) ;
- **I** : la pente (%) ;
- **∅** : diamètre de tronçon (m).

IV.1.4.1.2. Calcul de la vitesse a pleine section

Calcul de la vitesse à pleine section est donnée par la formule (IV-14) :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \emptyset^2} \quad (\text{IV-14})$$

Avec :

- **Q_{ps}** : Débit à pleinesection (m³/s) ;
- **V_{ps}** : Vitesse à pleine section (m/s) ;
- **∅** : Diamètre du tronçon(m).

IV.1.4.1.3. Détermination du rapport de vitesse à partir de l'abaque de Manning

(rh=0.5) → Abaque de Manning → (rv=1.01) ;

(rh=0.2) → Abaque de Manning → (rv=0.6).

IV.1.4.1.4. Calcul de la vitesse effective :

Calcul de la vitesse effective est donné par la formule (IV-15):

$$V = r_v \times V_{ps} \quad (\text{IV-15})$$

Avec:

- **V** : Vitesse effective (m/s) ;
- **r_v** : Rapport de vitesses;
- **V_{ps}** : Vitesse à pleine section (m/s).

IV.1.4.1.5. Calcul du débit moyen corrigé de chaque tronçon

Calcul du débit moyen corrigé de chaque tronçon est donné par la formule (IV-16) :

$$Q_{mc} = Q_m - \frac{Q_m}{\Sigma L} \times \frac{L}{2} \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

- **(Q_m)_c** : Débit moyen corrigé de tronçon i (l/s) ;
- **Q_m**: Débit moyen de sous bassin (l/s);
- **ΣL** : La somme des longueurs de sous bassin (m);
- **L** : La longueur de tronçon i (m).

IV.1.4.1.6. Calcul du rapport de débit de chaque tronçon

Calcul du rapport de débit de chaque tronçon est donné par la formule (IV-17) :

$$r_q = \frac{Q_{mci}}{Q_{ps}} \quad (\text{IV-17})$$

Avec:

- **rq**: Rapport de débit;
- **Qmci** : Débit moyen corrigé du tronçon i (l/s);
- **Qps** : Débit à pleine section (l/s).

IV.1.4.1.7. détermination du rapport de hauteur

Le rapport des hauteurs (rh) pour la 3ème condition, est obtenu selon la formule suivante :

$$r_h = 0.49615 \times r_q + 0.07861r_q^2 + 3.65128r_q^3 - 3.16149r_q^4 - 0.0612r_q^5 \quad [5]$$

IV.1.4.1.8. Calcul la hauteur de remplissage

Calcul la hauteur de remplissage est donnée par la formule (IV-18) :

$$H = rh \times \varnothing \quad \text{(IV-18)}$$

Avec :

- **H** : Hauteur de remplissage(m);
- **rh** : Rapport de hauteur;
- **Ø** : Diamètre de la conduite (m).

Exemple d'application

On a pris l'exemple de calcul pour Le tronçon (R31_R32)

- Longueur L = 39.83 m
- Diamètre Ø = 200 mm
- La pente I = 4 %

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \times \varnothing^{8/3} \times \sqrt{I} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.2^{8/3} \times \sqrt{4} = 0.066(m^3/s)$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \varnothing^2} = \frac{4 \times 0.066}{3.14 \times 0.2^2} = 2.089(m/s)$$

➤ **Vérification de la 1ère condition**

(rh=0.5) → Abaque de Manning → (rv=1.02) .

$$V = V_{ps} \times r_v = 2.089 \times 1.02 = 2.131(m/s)$$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0.7m/s$.

➤ **Vérification de la 2ème condition**

(rh=0.2) → Abaque de Manning → (rv=0.6)

$$V = V_{ps} \times r_v = 2.089 \times 0.6 = 1.254(m/s)$$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0.3m/s$.

➤ **Vérification de la 3ème condition**

- **Calcul du débit moyen corrigé :**

$$Q_{mc} = Q_m - \frac{Q_m}{\sum L} \times \frac{L}{2} = 16.2942 - \frac{16.2942}{2709.91} \times \frac{39.83}{2} = 16.175(l/s)$$

- Calcul du rapport r_q :

$$r_q = \frac{Q_{mci}}{Q_{ps}} = \frac{16.175}{0.066} = 0.247$$

- détermination du rapport r_h

$$r_h = 0.49615 \times r_q + 0.07861r_q^2 + 3.65128r_q^3 - 3.16149r_q^4 - 0.0612r_q^5$$

$$r_h = 0.170$$

- Calcul la hauteur de remplissage

$$H = r_h \times \varnothing$$

$$H = 0.170 \times 0.2 = 0.034 \text{ m}$$

La troisième condition et ne pas vérifier car $H < 0.04 \text{ m}$.

❖ **Remarque**

Tous les résultats de calcul sont regroupés dans l'annexe 6

IV.2. Schémas synoptiques du réseau des eaux usées

Figure IV-1 représente le schéma synoptique représente le collecteur de sous bassin A

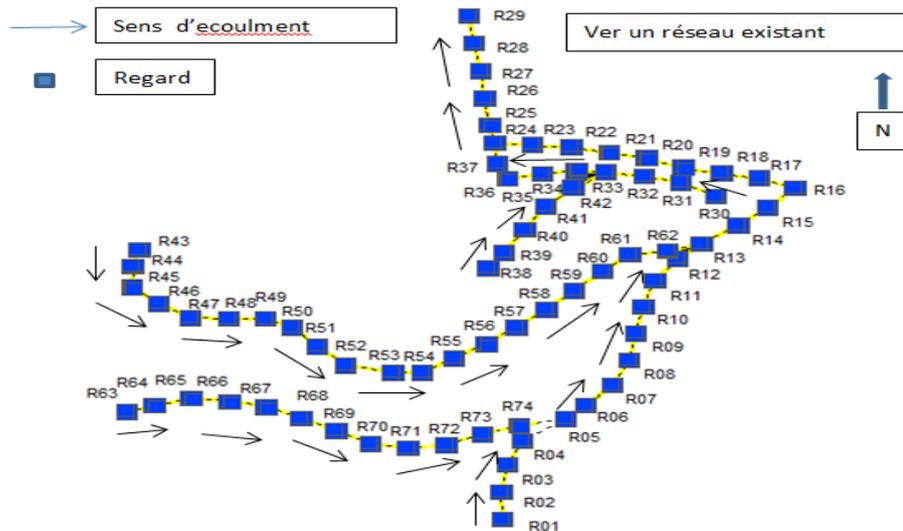


Figure IV-1 : Schéma synoptique représente le collecteur des eaux usées

IV.3. Les réservoirs de chasse

IV.3.1. Calcul de nombre de réservoir de chasse

Pour que les réservoirs assurent dans les meilleures conditions leur fonction ils doivent être espacés au maximum de 100 m. pour notre cas le nombre de réservoir de chasse est calculé par [09].

$$N_{\text{moy}} = \text{Longueur total} / D_{\text{max}}$$

Avec :

- N_{moy} : le nombre de réservoir de chasse ;
- L : longueur des conduites de réseau.

Chapitre IV : Conception et dimensionnement du réseau des eaux usées

La distance maximale recommandée est 100 m. Le tableau IV-4 présente le nombre de réservoir de chasse des sous bassins.

Tableau IV-4 : Le nombre de réservoir de chasse des sous bassins.

sous bassin	Longueur totale (m)	N° de réservoir de chasse
A	2709.91	28

IV.3.2. Calcul de la capacité des réservoirs de chasse

Le volume minimal du réservoir est dans l'équation suivante :

Volume minimale de réservoir = 1/10 volume à nettoyer

$$V_R = \left(\frac{1}{10}\right) \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4}\right) \times L$$

$$V_R = \left(\frac{1}{10}\right) \times \left(\frac{3.14 \times 0.2^2}{2}\right) \times 100$$

$$V_R = 0.314 \text{m}^3 = 314 \text{L.}$$

IV.3.3. Calcul de volume d'eau annuel nécessaire

$$\sum V_{Ri} = N_{\text{réservoirs}} \times V_R$$

$$\sum V_{Ri} = 28 \times 314 = 8792 \text{L.}$$

On doit d'abord fixer la fréquence de fonctionnement des réservoirs.

Si on choisit un fonctionnement de chaque semaine (01 fonctionnement sur 07 jours), on aura :

$$V_{R(\text{annuel})} = 8792 \times \frac{365}{7}$$

$$V_{R(\text{annuel})} = 458.440 \text{m}^3$$

Conclusion

Dans ce chapitre on a défini la méthode et les étapes de dimensionnement d'un réseau séparatif d'eau usée qui est basé sur la détermination des débits d'eau usée. Par conséquent, dans les conditions minimales d'écoulement, on conclut une capacité insuffisante d'auto curage du réseau qui impose la construction des réservoirs de chasse

Calcul de devis quantitative et estimative du projet :

Tableau IV-5 : Détermination de devis quantitative et estimative du projet [15]

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire+ terrassement+ remblai(DA)	Montant(DA)	
I	Réseau D EP					
	Buse en ciment comprimés	Unité				
	a) diamètre 300 mm	ml				
	b) diamètre 400 mm	ml	260	1150.00	299000.00	
	c) diamètre 500mm	ml	50	1600.00	80000.00	
	d) diamètre 600 mm	ml	70	1750.00	122500.00	
	e) diamètre 800 mm	ml	789	5050.00	3984450.00	
	f) diamètre 1000 mm	ml	750.44	7400.00	5553256.00	
	i) diamètre 1200 mm	ml	629.56	8450.00	5319782.00	
	j) diamètre 1400 mm	ml	295	9150.00	2699250.00	
	Regard avaloire type siphonide 80*80	Unité	130	13500.00	1755000.00	
	Regard en béton armée tampon en fonte	Unité				
	Profondeur de 1,5 à 2, 5m	Unité	09	25000	225000.00	
	Profondeur 2,5 à 3, 5m	Unité	08	35000	280000.00	
Profondeur > 3.5 m	Unité	21	45000	945000.00		
II	Réseau E U					
	Canalisation en béton armé					
	diamètre 200mm	ml	2709.91	750.000	2032432.50	
	Regard en béton armée tampon en fonte					
	Profondeur de 0 à 1, 5m	Unité				
	Profondeur de 1,5 à 2, 5m	Unité	41	25000	1025000.00	
	Profondeur 2,5 à 3, 5m	Unité	08	35000	280000.00	
	Profondeur > 3.5 m	Unité	24	45000	1080000.00	
	Réservoir de chasse d'une capacité de v=500 L	Unité	28	12000	336000.00	
	TOTAL H.T					26016670.50
	T.V.A 19 %					4943167.395
TOTALE TRAVAUX TOUTES TAXE COMPRISES					30959837.895	

Arrête le montant du présent Devis à la somme TTC .De :

Trente millions neuf cent cinquante-neuf mille huit cent trente-sept dinars et huit cent quatre-vingt-quinze centime (30959837.895)

Conclusion générale

L'objectif de toute politique de l'environnement est d'assurer un meilleur moyen de lutter contre la pollution. Notre étude a regroupé tout ce qui touche à la problématique du site et l'objectif attendu qui est la conception d'un réseau d'assainissement type séparatif d'eaux usées et pluviales desservant la localité étudiée.

Le schéma de notre réseau a été réalisé de telle sorte à avoir un écoulement gravitaire pour pouvoir le raccorder avec un réseau existant. Concernant la conception du réseau d'assainissement des eaux pluviales, nous avons réalisé un linéaire de 2844 ml de diamètre variant de 400 à 1400mm, le drainage des eaux de pluie de la zone d'étude se fera via les canalisations et s'acheminera vers le réseau existant. Par ce biais nous avons pu collecter l'ensemble des eaux de ruissellement de notre bassin versant en évitant tout risque d'inondation. Vu la nature accidentée du relief de notre bassin versant, les deux conditions d'auto-curage sont satisfaites pour toutes les canalisations.

L'évacuation des eaux usées s'est faite avec le deuxième réseau d'assainissement, ce dernier a été dimensionné en respectant le débit d'eau usées rejeté et la topographie de notre terrain, nous avons réalisé un linéaire de 2709,91ml et 200 mm, l'exutoire de ce réseau représente un point de raccordement au réseau d'assainissement d'eaux usées déjà existant en Béton Armé DN600. Les eaux usées ainsi collectées par ce dernier seront acheminées vers la station d'épuration qui se trouve à l'extrême Est de la zone d'étude. Vu la non vérification de la troisième condition d'auto-curage, nous avons préconisé 28 réservoirs de chasse qui seront placés à divers points du réseau.

Enfin, nous souhaitons que ce travail puisse servir d'avant-projet pour la réalisation des deux réseaux pour la localité étudiée. Et également nous espérons que ce mémoire servira de support pour une nouvelle étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **Station métrologique de achouat – Jijel**
- [2] : **François B**, 2006, Distribution et collecte des eaux , édition : presses international Polytechniques
- [3]: **C. Gomella et H. Guerrée**, 1986. «Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales» ; 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris
- [4] : **COSTE.CH et LOUDET.M.**, guide de l'assainissement, paris, 415pages.198
- [5]: **Dr Salah Boualem** , polycopé d'assainissement, E.N.S.H. Blida, 2007.
- [6] :**GUERREE.H et GOMELLA.C.**, les eaux usées dans les agglomérations, paris, 240pages, 1982.
- [7]: **Dr Salah Boualem** ,« Cours d'Assainissement 5ème », E.N.S.H, 2007, Blida.
- [8] : **SATIN M, SELMI B, Bourrier R**,2010 ,« Guide technique de l'assainissement» ,édition le Moniteur, France Edition Le Moniteur P 776
- [9] : **BENZARA .A** « cours d'assainissement » . , université Abderrahmane mira de Bejaia, 2012
- [10]: Cours d'assainissement urbain 1980, « initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides », l'université des sciences et des techniques d'Alger.
- [11]: **Dr Bénina Touaïbia** - Mars 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».
- [12]: **M. Dernouni.F.** « Cours d'assainissement, 4 ème »E.N.S.H, 2005, Blida.
- [13] : **BENZERRA.A ; MERRAH.F** «Simulation du fonctionnement d'un réseau d'assainissement pluvial avec prise en compte ou non dépôt ».Promotion 1998/1999.
- [14] : **Direction du logement et des équipements publics de la Wilaya de Jijel.**

ANNEXE 1

Caractéristiques des sous bassins

Sous bassin	Surface drainée (ha)	Coefficient de ruissellement Cr (%)	Pente (%)	Longueur (m)	Temps de concentration (mn)
SB01	1.15	80.00	30.00	179.30	1.70
SB02	0.46	70.00	10.62	140.00	2.10
SB03	0.79	90.00	10.40	319.70	4.00
SB04	0.68	80.00	10.20	140.10	2.10
SB05	0.72	80.00	10.15	140.00	2.10
SB06	0.27	70.00	0.72	139.60	5.90
SB07	1.13	60.00	10.16	119.70	1.90
SB08	3.26	70.00	0.72	279.60	10.00
SB09	4.36	20.00	0.72	331.20	11.40
SB10	3.96	70.00	1.23	139.90	4.80
SB11	3.96	70.00	1.23	119.80	4.20
SB12	2.29	60.00	1.23	139.90	4.80
SB13	2.29	60.00	1.23	209.80	6.50
SB14	0.79	70.00	6.26	193.80	3.30
SB15	1.04	60.00	5.20	139.90	2.90
SB16	1.83	70.00	5.21	131.20	2.60
SB17	1.83	50.00	6.49	169.40	2.70
SB18	5.44	70.00	1.23	296.70	8.50

ANNEXE 2

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV01	RP15		37.57	35.10	30.47	6.00	4.63	45.00	0.50
		RP16	33.25	30.25	26.75		3.50		
	RP16		33.25	30.25	26.75	5.50	3.50	70.00	0.37
		RP17	32.00	26.49	23.39		3.10		
	RP17		32.00	26.49	23.39	5.61	3.10	70.00	0.47
	RP18		31.00	23.06	23.06				
BV02	RP13		5243	4983	4452	6.00	4.31	70.00	2.99
		RP14	4503	4243	3643		5.00		
	RP14		4503	4243	3643	5.60	5.00	70.00	1.89
		RP15	3757	3510	3047		4.63		

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV03	RP08		85.71	83.99	77.99	4.72	5.00	70.00	2.18
		RP09	78.51	75.83	70.83		4.00		
	RP09		78.51	75.83	70.83	4.68	4.00	70.00	1.10
		RP10	71.27	69.10	64.67		3.43		
	RP10		71.27	69.10	64.67	4.00	3.43	40.00	0.40
		RP11	67.11	64.51	59.91		3.60		
	RP11		67.11	64.51	59.91	5.20	3.60	70.44	2.20
		RP12	59.75	57.10	51.85		4.25		
	RP12		59.75	57.10	51.85	4.90	4.25	69.56	1.10
	RP13		52.43	49.83	44.52		4.31		

ANNEXE 2

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV04	RP6		99.98	98.29	92.29	5.69	5.00	70.00	1.59
		RP7	92.86	91.18	85.18		5.00		
	RP7		92.86	91.18	85.18	5.68	5.00	70.00	1.69
		RP8	85.71	83.99	77.99		5.00		
	RP36		86.57	84.44	84.09	2.48		70.00	0.80
	RP08	85.71	83.53	77.90					

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV05	RP04		114.21	111.21	106.21	6.00	4.00	70.00	1.57
		RP05	107.09	105.11	99.53		4.58		
	RP05		107.09	105.11	99.53	5.56	4.58	70.00	1.78
		RP06	99.98	98.29	92.29		5.00		

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV06	RP03		121.32	119.99	113.99	5.33	5.00	70.00	3.98
		RP04	114.21	111.21	106.21		4.00		
	RP24		115.21	113.41	113.41	1.80		70.00	0.72
		RP25	114.71	112.91	112.71				
	RP25		114.71	112.91	112.71	2.00		70.00	2.14
		RP04	114.21	111.21	106.21				

ANNEXE 2

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV07	RP01		133.52	128.52	128.52	3.00		50.00	2.69
		RP02	128.44	127.17	122.44		3.73		
	RP02		128.44	127.17	122.44	3.99	3.73	70.00	3.50
		RP03	121.32	119.99	113.99		4.00		

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV08	RP20		117.22	115.82	115.82	1.40		70.00	0.72
		RP21	116.72	115.32	115.32				
	RP21		116.72	115.32	115.32	1.40		70.00	0.72
		RP22	116.21	114.81	114.81				
	RP22		116.21	114.81	114.81	1.40		70.00	0.72
		RP23	115.71	114.31	114.31				
	RP23		115.71	114.31	114.31	1.40		70.00	1.29
		RP24	115.21	113.41	113.41				

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV09	RP19		117.22	116.46	116.46	1.25		70	0.92
		RP20	117.22	115.82	115.82				

ANNEXE 2

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV10	RP27		94.08	92.28	92.28	1.80		70.00	1.23
		RP28	93.22	91.42	91.42				
	RP28		93.22	91.42	91.42	1.80		70.00	1.20
		RP29	92.36	90.58	89.28				

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV11	RP29		92.36	90.58	89.28	3.08		50.00	1.10
		RP30	91.74	88.73	88.73				
	RP30		91.74	88.73	88.73	3.01		70.00	1.00
		RP31	90.88	88.03	88.67				

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV12	RP31		90.88	88.03	88.67	2.21		70.00	0.81
		RP32	90.02	88.10	87.70				
	RP32		90.02	88.10	87.70	2.32		70.00	0.98
		RP33	89.16	87.01	86.56				

ANNEXE 2

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV13	RP33		89.16	87.01	86.56	2.59		70.00	0.81
		RP34	88.30	86.00	85.55				
	RP34		88.30	86.00	85.55	2.75		70.00	0.59
		RP35	87.43	85.13	84.93				
	RP35		87.43	85.13	84.93	2.50		70.00	0.70
		RP36	88.57	88.44	84.09				

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV14	RP37		56.39	53.03	53.03	3.36		50.00	2.60
		RP38	55.13	51.73	48.73				
	RP38		55.13	51.73	48.73	4.40		70.00	2.80
		RP39	48.57	46.77	44.12				

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV15	RP43		55.86	54.17	52.41	3.44		70.00	2.86
		RP44	52.21	50.41	47.51				
	RP44		52.21	50.41	47.51	4.70		70.00	1.70
		RP39	48.57	46.32	44.12				
BV16	RP42		56.00	54.31	54.31	1.69		70.00	0.20
		RP43	55.86	54.17	52.31				

ANNEXE 2

Détermination des pentes radiers

Sous bassin	Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
	Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
BV17	RP39		48.57	46.77	44.12	4.45		54.00	1.60
		RP40	45.06	43.26	40.46				
	RP40		45.06	43.26	40.46	4.60		60.00	1.84
		RP41	41.15	39.35	35.55				
	RP41		41.51	39.35	35.55	5.00		55.00	1.06
	RP15	37.57	34.97	30.47					
BV18	RP26		94.82	92.82	92.82	2.00		60.00	0.90
		RP27	94.08	92.28	92.28				

ANNEXE 3

Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales

N° conduite	Lc (m)	I (%)	Tc (mm)	Ceq (%)	Qp (m3/s)	Dth (m)	Dn (m)	QPS (m3/s)	VPS (m/s)	rq	rv	rh	H (m)	Vr (m/s)
RP01-RP02	50.00	2.69	1.90	0,70	0,383	0,418	0,50	0,622	3.170	0.616	1.062	0.570	0.285	3.336
RP02-RP03	70.00	3.50	1.90	0,70	0,383	0,398	0,40	0,392	3.121	0.978	1.122	0.827	0.331	3.503
RP03-RP04	70.00	3.98	12.36	0,90	0,194	0,301	0,40	0,418	3.328	0.464	0.975	0.480	0.192	3.244
RP04-RP05	70.00	1,57	13.163	0,75	1.380	0,747	0,80	1.659	3.303	0.832	1.106	0.693	0.554	3.654
RP05-RP06	70.00	1,78	13.163	0,75	1.380	0,730	0,80	1,767	3.517	0.781	1.101	0.659	0.528	3.871
RP06-RP07	70.00	1,59	13.758	0,76	1.463	0,762	0,80	1,670	3.324	0.876	1.112	0.727	0.582	3.695
RP07-RP08	70.00	1,69	13.758	0,76	1.463	0,753	0,80	1,722	3.427	0.850	1.109	0.706	0.556	3.799
RP08-RP09	70.00	2.18	14.367	0,80	4.143	1.061	1.20	3.540	4.510	1.170	0.882	1.006	1.006	3.980
RP09-RP10	70.00	1.10	14.367	0,80	4.143	1.106	1.20	4.084	3.613	1.014	1.120	0.869	1.043	4.00
RP10-RP11	40.00	0.40	14.367	0,80	4.143	1.358	1.40	3.711	2.412	1.116	1.033	0.978	1.369	2.493
RP11-RP12	70.44	2.20	14.367	0,80	4.143	0.900	1.00	3.556	4.430	1.165	0.903	1.005	1.005	4.00
RP12-RP13	69,56	1.10	14.367	0,80	4.143	1.106	1.20	4.084	3.613	1.014	1.120	0.869	1.043	4.00
RP13-RP14	70.00	2.13	14.813	0,80	4.110	0.900	1.00	3.499	4.458	1.175	0.866	1.006	1.006	3.858
RP14-RP15	70.00	1.09	14.813	0,80	4.110	1.104	1.20	4.066	3.597	1.011	1.120	0.865	1.038	4.00
RP15-RP16	45.00	0.50	15.108	0,80	5.161	1.318	1.40	4.149	2.697	1.244	0.433	0.956	1.338	1.167
RP16-RP17	70.00	0.80	15.108	0,80	5.161	1.330	1.40	5.249	3.411	0.983	1.123	0.833	1.167	3.829
RP17-RP18	70.00	0.87	15.108	0,80	5.161	1.350	1.40	5.473	3.557	0.943	1.120	0.790	1.105	3.985
RP19-RP20	70.00	0.92	11.40	0,80	0.690	0,637	0,80	0,891	2.315	0.775	1.100	0.656	0.459	2.546
RP20-RP21	70.00	0.72	11.858	0,80	1.183	0,816	0,90	1.537	2.418	0.769	1.099	0.652	0.587	2.657
RP21-RP22	70.00	0.72	11.858	0,80	1.183	0,816	0,90	1.537	2.418	0.769	1.099	0.652	0.587	2.657
RP22-RP23	70.00	0.72	11.858	0,80	1.183	0,816	0,90	1.537	2.418	0.769	1.099	0.652	0.587	2.657
RP23-RP24	70.00	1.29	11.858	0,80	1.183	0,731	0,80	1.504	2.994	0.786	1.101	0.663	0.530	3.297
RP24-RP25	70.00	0.72	12.36	0,80	1.199	0,820	0,90	1.537	2.418	0.780	1.101	0.659	0.593	2.661
RP25-RP04	70.00	2.14	12.36	0,80	1.199	0,669	0,80	1.358	1.358	0.883	1.113	0.733	0.513	3.929
RP26-RP27	60.00	0.90	8.50	0,80	0.997	0,743	0,80	1.256	2.501	0.794	1.102	0.667	0.534	2.756

ANNEXE 3

Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales

ANNEXE 3

Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales ... (Suite et fin)

N° conduite	Lc (m)	I (%)	Tc (mn)	Ceq (%)	Qp (m3/s)	Dth (m)	Dn (m)	QPS (m3/s)	VPS (m/s)	rq	rv	rh	H (m)	Vr (m/s)
RP27-RP28	70.00	1.23	8.862	0.80	1.686	0.843	1.00	2.009	3.160	0.839	1.107	0.698	0.628	3.499
RP28-RP29	70.00	1.20	8.862	0.80	1.686	0.847	1.00	1.985	3.121	0.850	1.108	0.706	0.635	3.460
RP29-RP30	50.00	1.10	9.265	0.80	2.346	0.974	1.00	2.515	3.203	0.933	1.119	0.779	0.779	3.585
RP30-RP31	70.00	1.00	9.265	0.80	2.346	0.992	1.00	2.398	3.054	0.978	1.123	0.828	0.828	3.429
RP31-RP32	70.00	0.81	9.632	0.80	2.748	1.095	1.20	3.505	3.100	0.784	1.101	0.661	0.794	3.414
RP32-RP33	70.00	0.98	9.632	0.80	2.748	1.056	1.20	3.855	3.410	0.713	1.090	0.621	0.745	3.719
RP33-RP34	70.00	0.81	10.156	0.80	3.008	1.133	1.20	3.505	3.100	0.858	1.110	0.713	0.855	3.440
RP34-RP35	70.00	0.59	10.156	0.80	3.008	1.202	1.30	3.701	2.790	0.813	1.104	0.680	0.884	3.081
RP35-RP36	70.00	0.70	10.156	0.80	3.008	1.164	1.20	3.258	2.882	0.923	1.118	0.770	0.924	3.222
RP36-RP08	70.00	0.80	13.785	0.80	2.680	1.087	1.20	3.483	3.081	0.769	1.099	0.653	0.783	3.387
RP37-RP38	50.00	2.60	3.30	0.80	0.232	0.348	0,40	0.338	2.690	0.688	1.085	0.608	0.243	2.919
RP38-RP39	70.00	2.80	3.30	0.80	0.232	0.344	0,40	0.351	2.792	0.663	1.078	0.595	0.238	3.010
RP39-RP40	54.00	1.60	3.747	0.80	1.010	0.662	0,80	1.174	3.053	0.860	1.110	0.714	0.500	3.388
RP40-RP41	60.00	1.84	3.747	0.80	1.010	0.645	0,80	0.836	2.957	1.208	0.694	0.997	0.598	2.052
RP41-RP15	55.00	1.06	3.747	0.80	1.010	0.715	0,80	1.364	2.714	0.741	1.095	0.636	0.509	2.972
RP42-RP43	70.00	0.2	2.6	0.80	0.607	0.808	0,90	0.810	1.274	0.749	1.096	0.641	0.577	1.397
RP43-RP44	70.00	2.86	3.435	0.80	0.828	0.551	0,60	1.042	3.687	0.794	1.102	0.668	0.401	4.00
RP44-RP39	70.00	1.70	3.435	0.80	0.828	0.607	0.80	1.211	3.147	0.684	1.084	0.606	0.424	3.411

ANNEXE 4

Vérification des conditions d'auto-curage du réseau des eaux pluviales

N° de conduite	Qps/10	V1 (Qps/10)	Conditon1	Qps/100	V2 (Qps/100)	Condition2
RP01-RP02	0.062	2.089	CV	0.006	1.024	CV
RP02-RP03	0.039	2.104	CV	0.004	0.935	CV
RP03-RP04	0.042	2.244	CV	0.004	0.997	CV
RP04-RP05	0.166	2.232	CV	0.017	1.264	CV
RP05-RP06	0.177	2.377	CV	0.018	1.346	CV
RP06-RP07	0.167	2.247	CV	0.017	1.272	CV
RP07-RP08	0.172	2.316	CV	0.017	1.312	CV
RP08-RP09	0.354	3.048	CV	0.035	1.702	CV
RP09-RP10	0.408	2.442	CV	0.041	1.346	CV
RP10-RP11	0.446	1.699	CV	0.045	0.953	CV
RP11-RP12	0.356	3.062	CV	0.036	1.710	CV
RP12-RP13	0.408	2.442	CV	0.041	1.346	CV
RP13-RP14	0.350	3.013	CV	0.035	1.683	CV
RP14-RP15	0.407	2.431	CV	0.041	1.340	CV
RP15-RP16	0.592	1.991	CV	0.059	1.083	CV
RP16-RP17	0.598	2.362	CV	0.060	1.339	CV
RP17-RP18	0.574	2.397	CV	0.057	1.374	CV
RP19-RP20	0.089	1.484	CV	0.009	0.860	CV
RP20-RP21	0.154	1.572	CV	0.015	0.927	CV
RP21-RP22	0.154	1.572	CV	0.015	0.927	CV
RP22-RP23	0.154	1.572	CV	0.015	0.927	CV
RP23-RP24	0.150	2.024	CV	0.015	1.146	CV
RP24-RP25	0.154	1.572	CV	0.015	0.927	CV
RP25-RP04	0.136	2.263	CV	0.014	1.312	CV
RP26-RP27	0.126	1.690	CV	0.013	0.957	CV
RP27-RP28	0.201	2.054	CV	0.020	1.211	CV
RP28-RP29	0.199	2.029	CV	0.020	1.196	CV
RP29-RP30	0.252	2.165	CV	0.025	1.209	CV
RP30-RP31	0.240	2.065	CV	0.024	1.153	CV
RP31-RP32	0.351	2.096	CV	0.035	1.155	CV
RP32-RP33	0.386	2.305	CV	0.039	1.270	CV
RP33-RP34	0.351	2.096	CV	0.035	1.155	CV
RP34-RP35	0.370	1.843	CV	0.037	1.054	CV
RP35-RP36	0.326	1.948	CV	0.033	1.074	CV
RP36-RP08	0.348	2.083	CV	0.035	1.148	CV
RP37-RP38	0.034	1.814	CV	0.003	0.806	CV
RP38-RP39	0.035	1.882	CV	0.004	0.837	CV
RP39-RP40	0.117	1.957	CV	0.012	1.134	CV
RP40-RP41	0.084	1.999	CV	0.008	1.035	CV
RP41-RP15	0.136	1.835	CV	0.014	1.039	CV
RP42-RP43	0.081	0.828	CV	0.008	0.488	CV
RP43-RP44	0.104	2.492	CV	0.010	1.290	CV
RP44-RP39	0.121	2.017	CV	0.012	1.169	CV

ANNEXE 5

Résultats du dimensionnement du réseau des eaux usées

N° de tronçon		Li (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Cpe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	pente (%)	diamètre (mm)
Amont	Aval				Qms (l/s)	Cps	Qps (l/s)			
RU1		40.09	0.005	0.200	0.00	-	0.00	0.481	4.00	200
	RU2				0.24	4.00	0.96			
RU2		40.16	0.005	0.201	0.24	4.00	0.96	1.366	4.00	200
	RU3				0.44	4.00	1.77			
RU3		37.58	0.005	0.188	0.44	4.00	1.77	2.243	4.00	200
	RU4				0.63	4.00	2.52			
RU4		55.07	0.005	0.275	0.63	4.00	2.52	3.127	4.00	200
	RU5				0.91	4.00	3.74			
RU5		28.76	0.005	0.144	0.91	4.00	3.74	3.935	4.00	200
	RU6				1.05	3.94	4.13			
RU6		40.39	0.005	0.202	1.05	3.94	4.13	4.403	4.00	200
	RU7				1.25	3.74	4.67			
RU7		40.20	0.005	0.201	1.25	3.74	4.67	4.931	4.00	200
	RU8				1.45	3.57	5.19			
RU8		39.94	0.005	0.200	1.45	3.57	5.19	5.440	4.00	200
	RU9				1.65	3.45	5.69			
RU9		39.19	0.005	0.196	1.65	3.45	5.69	5.930	4.00	200
	RU10				1.85	3.34	6.17			
RU10		40.02	0.005	0.200	1.85	3.34	6.17	6.409	4.00	200
	RU11				2.05	3.25	6.65			
RU11		39.14	0.005	0.196	2.05	3.25	6.65	6.879	4.00	200
	RU12				2.24	3.17	7.11			
RU12		32.58	0.005	0.163	2.24	3.17	7.11	7.298	4.00	200
	RU13				2.41	3.11	7.49			
RU13		46.90	0.005	0.235	2.41	3.11	7.49	7.755	4.00	200
	RU14				2.64	3.04	8.02			
RU14		20.00	0.005	0.100	2.64	3.04	8.02	8.137	4.00	200
	RU15				2.74	3.01	8.25			

ANNEXE 5

N° de tronçon		Li (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Cpe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	pente (%)	diamètre (m)
Amon t	Aval				Qms (l/s)	Cps	Qps (l/s)			
RU15		20.00	0.005	0.100	2.74	3.01	8.25	8.362	4.00	200
	RU16				2.84	2.98	8.47			
RU16		20.00	0.005	0.100	2.84	2.98	8.47	8.586	4.00	200
	RU17				2.94	2.96	8.70			
RU17		39.28	0.005	0.196	2.94	2.96	8.70	8.916	4.00	200
	RU18				3.14	2.91	9.14			
RU18		40.91	0.005	0.205	3.14	2.91	9.14	9.364	4.00	200
	RU19				3.34	2.87	9.59			
RU19		40.01	0.005	0.200	3.34	2.87	9.59	9.806	4.00	200
	RU20				3.54	2.83	10.02			
RU20		39.83	0.005	0.199	3.54	2.83	10.02	10.238	4.00	200
	RU21				3.74	2.79	10.45			
RU21		39.93	0.005	0.200	3.74	2.79	10.45	10.666	4.00	200
	RU22				3.94	2.76	10.88			
RU22		40.16	0.005	0.201	3.94	2.76	10.88	11.093	4.00	200
	RU23				4.14	2.73	11.31			
RU23		39.57	0.005	0.198	4.14	2.73	11.31	11.514	4.00	200
	RU24				4.34	2.70	11.72			
RU24		26.16	0.005	0.131	4.34	2.70	11.72	11.860	4.00	200
	RU25				4.47	2.68	12.00			
RU25		39.79	0.005	0.199	4.47	2.68	12.00	12.204	4.00	200
	RU26				4.67	2.66	12.41			
RU26		39.84	0.005	0.199	4.67	2.66	12.41	12.618	2.20	200
	RU27				4.87	2.63	12.82			
RU27		40.47	0.005	0.202	4.87	2.63	12.82	13.033	1.20	200
	RU28				5.07	2.61	13.24			

ANNEXE 5

N° de tronçon		Li (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Cpe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	pente (%)	diamètre (m)
Amont	Aval				Qms (l/s)	Cps	Qps (l/s)			
RU28	RU29	40.00	0.005	0.200	5.07	2.61	13.24	13.446	1.20	200
					5.27	2.59	13.65			
RU30	RU31	40.74	0.005	0.204	0.00	-	0.00	0.407	4.00	200
					0.20	4.00	0.81			
RU31	RU32	39.83	0.005	0.199	0.20	4.00	0.81	1.213	4.00	200
					0.40	4.00	1.61			
RU32	RU33	39.87	0.005	0.199	0.40	4.00	1.61	2.010	4.00	200
					0.60	4.00	2.41			
RU33	RU34	30.03	0.005	0.150	0.60	4.00	2.41	2.709	4.00	200
					0.75	4.00	3.01			
RU34	RU35	35.88	0.005	0.179	0.75	4.00	3.01	3.410	4.00	200
					0.93	4.00	3.81			
RU35	RU36	36.88	0.005	0.184	0.93	4.00	3.81	4.063	4.00	200
					1.12	3.87	4.32			
RU36	RU37	24.18	0.005	0.121	1.12	3.87	4.32	4.476	4.00	200
					1.24	3.75	4.64			
RU37	RU24	30.00	0.005	0.150	1.24	3.75	4.64	4.831	4.00	200
					1.39	3.62	5.02			
RU38	RU39	27.96	0.005	0.140	0.00	-	0.00	0.280	4.00	200
					0.14	4.00	0.56			
RU39	RU40	40.00	0.005	0.200	0.14	4.00	0.56	0.959	4.00	200
					0.34	4.00	1.36			
RU40	RU41	40.00	0.005	0.200	0.34	4.00	1.36	1.759	4.00	200
					0.54	4.00	2.16			
RU41	RU42	40.00	0.005	0.200	0.54	4.00	2.16	2.559	4.00	200
					0.74	4.00	2.96			
RU42	RU33	40.00	0.005	0.200	0.74	4.00	2.96	3.396	4.00	200
					0.94	4.00	3.83			
RU43	RU154	25.67	0.005	0.128	0.00	-	0.00	0.257	1.31	200
					0.13	4.00	0.51			
RU44	RU45	29.71	0.005	0.149	0.13	4.00	0.51	0.811	1.20	200
					0.28	4.00	1.11			
RU45	RU46	36.86	0.005	0.184	0.28	4.00	1.11	1.476	1.30	200
					0.46	4.00	1.84			
RU46	RU47	38.61	0.005	0.193	0.46	4.00	1.84	2.231	1.20	200
					0.65	4.00	2.62			
RU47	RU48	40.01	0.005	0.200	0.65	4.00	2.62	3.105	1.20	200
					0.85	4.00	3.59			
RU48	RU49	38.09	0.005	0.190	0.85	4.00	3.59	3.857	1.20	200
					1.04	3.95	4.12			
RU49	RU50	30.42	0.005	0.152	1.04	3.95	4.12	4.326	1.20	200
					1.20	3.79	4.53			

ANNEXE 5

N° de tronçon		Li (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Cpe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	pente (%)	diamètre (m)
Amont	Aval				Qms (l/s)	Cps	Qps (l/s)			
RU50	RU51	37.73	0.005	0.189	1.20	3.79	4.53	4.776	1.30	200
					1.39	3.62	5.02			
RU51	RU52	40.75	0.005	0.204	1.39	3.62	5.02	5.378	1.20	200
					1.59	3.48	5.54			
RU52	RU53	50.44	0.005	0.252	1.59	3.48	5.54	5.845	1.30	200
					1.84	3.34	6.15			
RU53	RU54	30.08	0.005	0.150	1.84	3.34	6.15	6.335	1.10	200
					1.99	3.27	6.52			
RU54	RU55	38.75	0.005	0.194	1.99	3.27	6.52	6.745	1.30	200
					2.19	3.19	6.97			
RU55	RU56	39.38	0.005	0.197	2.19	3.19	6.97	7.203	1.20	200
					2.38	3.12	7.43			
RU56	RU57	39.34	0.005	0.197	2.38	3.12	7.43	7.658	1.20	200
					2.58	3.06	7.88			
RU57	RU58	40.43	0.005	0.202	2.58	3.06	7.88	8.113	1.30	200
					2.78	3.00	8.34			
RU58	RU59	40.33	0.005	0.202	2.78	3.00	8.34	8.567	1.20	200
					2.98	2.95	8.79			
RU59	RU60	40.00	0.005	0.200	2.98	2.95	8.79	9.014	1.20	200
					3.18	2.90	9.23			
RU60	RU61	37.48	0.005	0.187	3.18	2.90	9.23	9.440	1.30	200
					3.37	2.86	9.65			
RU61	RU62	39.11	0.005	0.196	3.37	2.86	9.65	9.858	1.20	200
					3.57	2.82	10.07			
RU62	RU13	36.75	0.005	0.184	3.57	2.82	10.07	10.268	3.95	200
					3.75	2.79	10.47			
RU63	RU64	30.00	0.005	0.150	0.00	-	0.00	0.300	0.81	200
					0.15	4.00	0.60			
RU64	RU65	39.43	0.005	0.197	0.15	4.00	0.60	0.994	0.70	200
					0.35	4.00	1.39			
RU65	RU66	40.24	0.005	0.201	0.35	4.00	1.39	1.791	0.70	200
					0.55	4.00	2.19			
RU66	RU67	38.72	0.005	0.194	0.55	4.00	2.19	2.581	0.70	200
					0.74	4.00	2.97			
RU67	RU68	40.01	0.005	0.200	0.74	4.00	2.97	3.404	0.70	200
					0.94	4.00	3.84			
RU68	RU69	39.98	0.005	0.200	0.94	4.00	3.84	4.112	0.70	200
					1.14	3.84	4.38			

ANNEXE 5

N° de tronçon		Li (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qme (l/s)	Cpe	Qpe (l/s)	Qp (l/s)	pente (%)	diamètre (m)
Amont	Aval				Qms (l/s)	Cps	Qps (l/s)			
RU69		40.00	0.005	0.200	1.14	3.84	4.38	4.647	0.80	200
	RU70				1.34	3.66	4.91			
RU70		39.91	0.005	0.200	1.34	3.66	4.91	5.162	0.70	200
	RU71				1.54	3.51	5.42			
RU71		39.70	0.005	0.199	1.54	3.51	5.42	5.662	0,70	200
	RU72				1.74	3.40	5.91			
RU72		40.64	0.005	0.203	1.74	3.40	5.91	6.154	0.70	200
	RU73				1.94	3.29	6.40			
RU73		39.71	0.005	0.199	1.94	3.29	6.40	6.635	0.70	200
	RU74				2.14	3.21	6.87			
RU74		49.19	0.005	0.246	2.14	3.21	6.87	7.158	0.80	200
	RU5				2.39	3.12	7.44			

ANNEXE 6

Vérification les conditions d'auto-curage

N° de tronçon		Li (m)	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	1ème condition		2ème condition		3ème condition			
Amont	Aval						rv (rh=0.5)	V≥ 0.6m/s	rv (rh=0.2)	V≥0.3m/s	(Qma) ^c (l/s)	rq	rh	H≥0.2Ø
RU1		40.09	4.00	200	0,066	2,089	1.02	2,131	0,60	1,254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU2													
RU2		40.16	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU3													
RU3		37.58	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.181	0.247	0.170	0.034
	RU4													
RU4		55.07	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.129	0.246	0.169	0.034
	RU5													
RU5		28.76	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.208	0.247	0.171	0.034
	RU6													
RU6		40.39	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.173	0.247	0.170	0.034
	RU7													
RU7		40.20	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU8													
RU8		39.94	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU9													
RU9		39.19	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.177	0.247	0.170	0.034
	RU10													
RU10		40.02	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU11													
RU11		39.14	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.177	0.247	0.170	0.034
	RU12													
RU12		32.58	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.196	0.247	0.170	0.034
	RU13													
RU13		46.90	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.153	0.246	0.170	0.034
	RU14													
RU14		20.00	4.00	200	0,066	2,089	1,02	2,131	0,60	1,254	16.234	0.247	0.171	0.034
	RU15													

ANNEXE 6

Vérification les conditions d'auto-curage

N° de tronçon		Li (m)	I(%)	Ø (mm)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	1 ^{ème} condition		2 ^{ème} condition		3 ^{ème} condition			
Amont	Aval						rv (rh=0.5)	V≥ 0.6m/s	rv (rh=0.2)	V≥0.3m/s	(Qma) ^c (l/s)	rq	rh	H≥0.2Ø
RU15		20.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.234	0.247	0.171	0.034
	RU16													
RU16		20.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.234	0.247	0.171	0.034
	RU17													
RU17		39.28	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.176	0.247	0.170	0.034
	RU18													
RU18		40.91	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.171	0.247	0.170	0.034
	RU19													
RU19		40.01	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU20													
RU20		39.83	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.175	0.247	0.170	0.034
	RU21													
RU21		39.93	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU22													
RU22		40.16	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU23													
RU23		39.57	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.175	0.247	0.170	0.034
	RU24													
RU24		26.16	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.216	0.247	0.171	0.034
	RU25													
RU25		39.79	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.175	0.247	0.170	0.034
	RU26													
RU26		39.84	2.20	200	0.049	1.549	1,02	1.580	0,60	0.930	16.175	0.332	0.269	0.054
	RU27													
RU27		40.47	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.175	0.450	0.441	0.088
	RU28													

ANNEXE 6

Vérification les conditions d'auto-curage

N° de tronçon		Li (m)	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	1 ^{ème} condition		2 ^{ème} condition		3 ^{ème} condition			
Amont	Aval						rv (rh=0.5)	V≥ 0.6m/s	rv (rh=0.2)	V≥0.3m/s	(Qma) ^c (l/s)	rq	rh	H≥0.2Ø
RU28		40.00	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.174	0.450	0.441	0.088
	RU29													
RU30		40.74	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.172	0.247	0.170	0.034
	RU30													
RU31		39.83	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.175	0.247	0.170	0.034
	RU31													
RU32		39.87	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.175	0.247	0.170	0.034
	RU32													
RU33		30.03	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.204	0.247	0.171	0.034
	RU33													
RU34		35.88	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.187	0.247	0.170	0.034
	RU34													
RU35		36.88	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.184	0.247	0.170	0.034
	RU35													
RU36		24.18	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.222	0.247	0.171	0.034
	RU36													
RU36		30.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.204	0.247	0.171	0.034
	RU37													
RU37		27.96	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.210	0.247	0.171	0.034
	RU24													
RU38		40.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU39													
RU39		40.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU40													
RU40		40.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU41													
RU41		40.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU42													

ANNEXE 6

Vérification les conditions d'auto-curage

N° de tronçon		Li (m)	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	1ème condition		2ème condition		3ème condition			
Amont	Aval						rv (rh=0.5)	V≥ 0.6m/s	rv (rh=0.2)	V≥0.3m/s	(Qma) ^c (l/s)	rq	rh	H≥0.2Ø
RU42		40.00	4.00	200	0.066	2.089	1,02	2.131	0,60	1.254	16.174	0.247	0.170	0.034
	RU43													
RU43		25.67	1.31	200	0.038	1.196	1,02	1.219	0,60	0.717	16.217	0.432	0.412	0.082
	RU44													
RU44		29.71	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.205	0.451	0.443	0.089
	RU45													
RU45		36.86	1.30	200	0.037	1.191	1,02	1.215	0,60	0.715	16.184	0.433	0.414	0.083
	RU46													
RU46		38.61	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.178	0.450	0.442	0.088
	RU47													
RU47		40.01	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.174	0.450	0.441	0.088
	RU48													
RU48		38.09	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.180	0.450	0.442	0.088
	RU49													
RU49		30.42	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.203	0.451	0.443	0.089
	RU50													
RU50		37.73	1.30	200	0.037	1.191	1,02	1.215	0,60	0.715	16.181	0.433	0.413	0.083
	RU51													
RU51		40.75	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.172	0.450	0.441	0.088
	RU52													
RU52		50.44	1.30	200	0.037	1.191	1,02	1.215	0,60	0.715	16.143	0.432	0.412	0.082
	RU53													
RU53		30.08	1.10	200	0.034	1.096	1,02	1.117	0,60	0.657	16.204	0.471	0.476	0.095
	RU54													
RU54		38.75	1.30	200	0.037	1.191	1,02	1.215	0,60	0.715	16.178	0.433	0.413	0.083
	RU55													
RU55		39.38	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.176	0.441	0.441	0.088
	RU56													

ANNEXE 6

Vérification les conditions d'auto-curage

N° de tronçon		Li (m)	I(%)	Ø (mm)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	1ème condition		2ème condition		3ème condition			
Amont	Aval						rv (rh=0.5)	V≥ 0.6m/s	rv (rh=0.2)	V≥0.3m/s	(Qma) ^c (l/s)	rq	rh	H≥0.2Ø
RU56		39.34	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.176	0.450	0.441	0.088
	RU57													
RU57		40.43	1.30	200	0.037	1.191	1,02	1.215	0,60	0.715	16.173	0.432	0.413	0.083
	RU58													
RU58		40.33	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.173	0.450	0.441	0.088
	RU59													
RU59		40.00	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.174	0.450	0.441	0.088
	RU60													
RU60		37.48	1.30	200	0.037	1.191	1,02	1.215	0,60	0.715	16.182	0.433	0.413	0.083
	RU61													
RU61		39.11	1.20	200	0.036	1.144	1,02	1.167	0,60	0.687	16.177	0.450	0.442	0.088
	RU62													
RU62		36.75	3.95	200	0.065	2.076	1,02	2.118	0,60	1.246	16.184	0.248	0.172	0.034
	RU13													
RU63		30.00	0.81	200	0.030	0.940	1,02	0.959	0,60	0.564	16.204	0.549	0.610	0.122
	RU64													
RU64		39.43	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.176	0.589	0.682	0.136
	RU65													
RU65		40.24	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.173	0.589	0.681	0.136
	RU66													
RU66		38.72	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.178	0.590	0.682	0.136
	RU67													
RU67		40.01	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.174	0.589	0.681	0.136
	RU68													

ANNEXE 6

Vérification les conditions d'auto-curage

N° de tronçon		Li (m)	I(%)	Ø (mm)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	1ème condition		2ème condition		3ème condition			
Amont	Aval						rv (rh=0.5)	V≥ 0.6m/s	rv (rh=0.2)	V≥0.3m/s	(Qma) ^c (l/s)	rq	rh	H≥0.2Ø
RU68		39.98	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.174	0.589	0.681	0.136
	RU69													
RU69		40.00	0.80	200	0.029	0.934	1,02	0.953	0,60	0.561	16.174	0.551	0.614	0.123
	RU70													
RU70		39.91	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.174	0.589	0.681	0.136
	RU71													
RU71		39.70	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.175	0.589	0.681	0.136
	RU72													
RU72		40.64	070	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.172	0.589	0.681	0.136
	RU73													
RU73		39.71	0.70	200	0.027	0.874	1,02	0.891	0,60	0.524	16.175	0.589	0.681	0.136
	RU74													
RU74		49.19	0.80	200	0.029	0.934	1,02	0.953	0,60	0.561	16.147	0.550	0.612	0.122
	RU5													

ANNEXE 7

Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
RU50		91.88	89.87	89.87	2.01		37.73	1.30
	RU51	91.42	89.38	89.38				
RU51		91.42	89.38	89.38	2.04		40.75	1.20
	RU52	90.92	88.89	88.89				
RU52		90.92	88.89	88.89	2.02		50.44	1.30
	RU53	90.29	88.24	88.24				
RU53		90.29	88.24	88.24	2.05		30.08	1.10
	RU54	89.91	87.91	87.91				
RU54		89.91	87.91	87.91	2.00		38.75	1.30
	RU55	89.43	87.40	87.40				
RU55		89.43	87.40	87.40	2.03		39.38	1.20
	RU56	88.95	86.93	86.93				
RU56		88.95	86.93	86.93	2.02		39.34	1.20
	RU57	88.46	86.46	86.46				
RU57		88.46	84.46	84.46	2.01		40.43	1.30
	RU58	87.96	85.93	85.93				
RU58		87.96	85.93	85.93	2.03		40.33	1.20
	RU59	87.47	85.45	85.45				
RU59		87.47	85.45	85.45	2.02		40.00	1.20
	RU60	86.97	84.97	84.97				
RU60		86.97	84.97	84.97	2.01		37.48	1.30
	RU61	86.51	84.48	84.48				
RU61		86.51	84.48	84.48	2.03		39.11	1.20
	RU62	86.03	84.01	84.01				
RU62		86.03	84.01	84.01	2.02		36.75	3.95
	RU13	84.56	82.56	79.62				
RU63		117.70	115.70	115.70	2.00		30.00	0.81
	RU64	117.49	115.46	115.46				
RU64		117.49	115.46	115.46	2.03		39.43	0.70
	RU65	117.20	115.18	115.18				
RU65		117.20	115.18	115.18	2.02		40.24	0.70
	RU66	116.92	114.90	114.90				
RU66		116.92	114.90	114.90	2.02		38.72	0.70
	RU67	116.64	114.63	114.63				
RU67		116.64	114.63	114.63	2.02		40.01	0.70
	RU68	116.36	114.35	114.35				
RU68		116.36	114.35	114.35	2.01		39.98	0.70
	RU69	116.07	114.07	114.07				
RU69		116.07	114.07	114.07	2.00		40.00	0.80
	RU70	115.78	113.75	113.75				
RU70		115.78	113.75	113.75	2.04		39.91	0.70
	RU71	115.49	113.47	113.47				

ANNEXE 7

ANNEXE 7

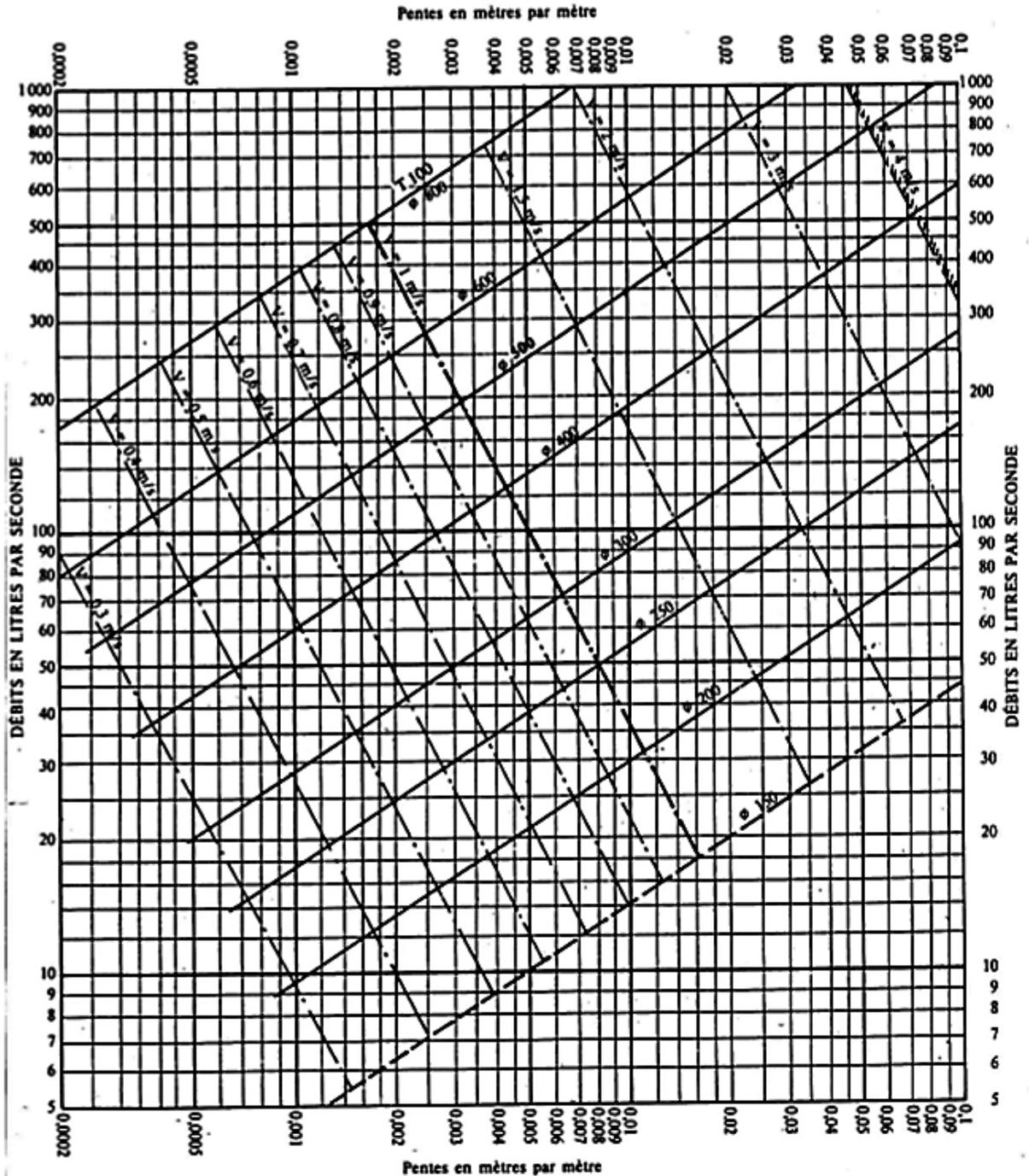
Nœuds		Cotes			Profondeur (m)	Chute (m)	Long 2D (m)	Pente (%)
Amont	Aval	TN (m)	File d'eau entrée (m)	File d'eau sortie (m)				
RU71		115.49	113.47	113.47	2.03		39.70	0.70
	RU72	115.21	113.19	113.19				
RU72		115.21	113.19	113.19	2.02		40.64	0.70
	RU73	11.49	112.90	112.90				
RU73		114.91	112.90	112.90	2.01		39.71	0.70
	RU74	114.63	112.63	112.63				
RU74		114.63	112.63	112.63	2.00		49.19	0.80
	RU5	114.28	112.23	111.36				

Abaque applicable aux canalisations circulaires pour l'évaluation des caractéristiques hydraulique des eaux usée transportées.

ABAQUE Ab. 3

Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

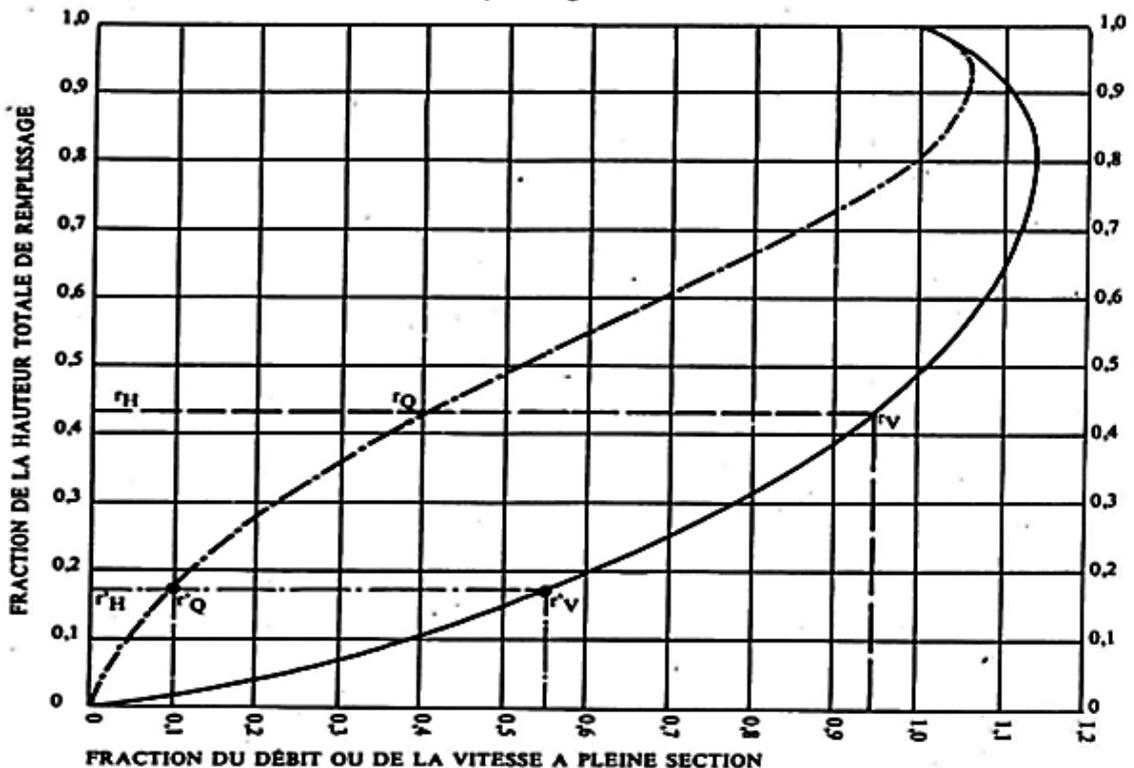
Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages circulaires

ABaque Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Résumé :

L'objectif de ce travail est la conception et l'étude d'un réseau d'assainissement séparatif des eaux pluviales et des eaux usées du pôle universitaire d'el-ouana willaya de Jijel.

à travers cette étude, nous avons essayer de concevoir un réseau d'assainissement séparatif eau usée et eau pluviale tout en respectant les normes techniques et sanitaires exigés.

Les diamètres de réseau des eaux pluviales sont compris entre **400 mm** et **1400 mm** avec un linéaire de **2844m**. Et pour le réseau des eaux usées un linéaire de **2709,91m** et **200mm**

Les mots clés : eaux usées, réseau d'assainissement, eaux pluviales.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو انشاء ودراسة شبكة الصرف الصحي لمياه الامطار و المياه المستعملة بطريقة منفصلة للقطب الجامعي العوانة ولاية جيجل .

من خلال عملنا هذا حاولنا دراسة شبكة الصرف الصحي بطريقة منفصلة مع احترام المقاييس التقنية و الصحية المعمول بها.

انا اقطار قنوات الصرف الصحي الخاصة بمياه الامطار محصورة بين **400مم** و **1400مم** بطول **2844م** اما فيما يخص قنوات صرف المياه المستعملة فكل اقطارها تساوي **200مم** بطول **2709,91م** .

كلمات المفاتيح: المياه المستعملة الصرف الصحي, مياه الامطار.

Abstract :

The objective of this work is the design and the study of a waste water system and storm water sewerage of el-ouana university of jijel department.

Through this study, we have tried to design a waste water and storm water systems while respecting the technical and sanitary standards required.

The rainwater network diameters are between **400 mm** and **1400 mm** with a linear of **2844 m**.

And for the wastewater network a linear of **2709,91 m** and **200 mm**

Key words: wastewater, sewerage, storm water