



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : HYDRAULIQUE URBAINE**

**THEME :**

**Dimensionnement et conception du système d'assainissement des  
douars : Ben cheikh, Mouhaba, Meddadha et Belhadji de la  
commune de Oued el Djemaa w. de Relizane**

**Présenté par :  
Larbi Aya**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS Salima	M.C.B	Examineur
BOUNAH Younes	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

# Remerciement

- Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.
- Un remerciement spécial pour Mr.SALAH Boualem mon encadreur pour son soutien, ses conseils, ses orientations ainsi que ses précieuses informations qui m'ont permis d'élaborer ce mémoire de fin d'étude.
- je remercie le Gérant du bureau d'étude hydraulique de MOSTAGANEM GHLAIMI et la subdivision d'EL HMADNA W.RELIZANE
- je remercie également les membres de jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

Enfin je tiens à remercier vivement toutes les personnes de prêt ou de loin qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

# Dédicaces

Je dédie ce travail :

✚ A ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui. Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur amour, leur affection, leur bienveillance, et leur présence à mes côtés sont la source Dema force.

✚ A ma très chère mère : pour ces sacrifices et son soutien moral et matériel, un gros merci pour ton immense amour, ta compréhension et ton dévouement. Ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et mon amour éternel.

✚ A mes frères MOUSSA ET MOHAMED et ma sœur HALIMA puisse dieu qui vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

✚ A mes ami(e)s et collègues : AMEL, SABRINA, MOKHTARIA, YOUNES et SAMIR merci pour vos partages, vos aides, vos encouragements, et votre présence dans les moments difficiles

## الملخص:

الدواوير بن الشيخ، مهابة، مدادحة، وبلحاجي، التابعة لبلدية وادي الجمعة في ولاية غليزان، تواجه حاليًا مشكلة فيما يتعلق بنظام الصرف الصحي، وبالأحرى غياب كلي لنظام التصريف. هدفنا هو دراسة الوضع العام للمنطقة وجراء عدة دراسات من أجل وضع شبكة تصريف للمياه المستعملة من أجل إبعاد مياه الصرف الصحي عن المساكن وضمان التخلص السليم منها.

**الكلمات المفتاحية:** دواوير-صريف صحي-نظام-مياه الصرف -شبكة تصريف.

## Résumé :

Les douars Ben cheikh, Mouhaba, Meddadha et Belhadji faisant partie de la commune de Oued el Djemaa w. de Relizane reconnaissent actuellement un problème en matière d'évacuation des effluents autrement dit une absence partielle du système d'évacuation et un sous dimensionnement de quelques collecteurs déjà placés appelés à éloigner les eaux usées domestiques plus loin des habitations . Notre objectif consiste à projeter un système d'évacuation intercommunal pour une évacuation adéquate des effluents en vue de leur épuration.

**Mots-clés :** Douars- Système d'évacuation-Assainissement-eaux usées- effluent – Epuration

## Abstract:

The hamlets of Ben Cheikh, Mouhaba, Meddadha, and Belhadji, which are part of the municipality of Oued el Djemaa in the Relizane wilaya, currently face an issue regarding effluent disposal, in other words, a partial absence of the evacuation system and an undersizing of some already placed collectors intended to carry domestic wastewater further away from the residences. Our goal is to plan an intercommunal evacuation system to ensure proper disposal of effluents for their purification.

**Keywords:** Hamlets- wastewater – issue – evacuation system – purification

## Sommaire

INTRODUCTION GENERALE -----	12
CHAPITRE I-----	3
PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION -----	3
INTRODUCTION :-----	4
I.1.PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION :-----	4
I.1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE D'OUED EL DJEMAA : -----	4
I.1.2. SITUATION GEOLOGIQUE : -----	5
I.2. CLIMATOLOGIE : -----	5
I.2.1. CLIMAT : -----	5
I.2.2. L'HUMIDITE DE L'AIR :-----	6
I.2.3 PRECIPITATIONS, PLUVIOMETRIE ET TEMPERATURE :-----	6
I.2.4 LE VENT : -----	8
I.3. ANALYSE STRUCTURALE : -----	9
I.4.SITUATION HYDROGRAPHIQUE :-----	9
I.5. LE RELIEF :-----	10
I.6.LA POPULATION :-----	11
I.7. LE SYSTEME D'AEP ACTUEL -----	11
I.8. SITUATION EN ASSAINISSEMENT -----	11
CONCLUSION :-----	11

CHAPITRE II	13
ETUDE HYDROLOGIQUE	13
INTRODUCTION	14
II.1. GENERALITES :	14
II.1.1. LE BASSIN VERSANT :	14
II.1.2. NOTION D'UNE AVERSE	14
II.1.3. DUREE DE PRECIPITATION	14
II.1.4. LA HAUTEUR DES PRECIPITATIONS	14
II.1.5. PERIODE DE RETOUR	15
II.1.6. FREQUENCE	15
II.1.7. L'INTENSITE D'UNE PRECIPITATION	15
II.2. ANALYSE FREQUENTIELLE D'UNE SERIE PLUVIOMETRIE MAX JOURNALIERE :	15
II.2.1. PRESENTATION DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE	16
II.2.2. PLUIES MOYENNES MENSUELLE DE LA STATION DE RELIZANE :	16
II.3. RÉPARTITION SAISONNIÈRE DES PRÉCIPITATIONS :	18
II.3.1. PLUIES MAXIMALES JOURNALIÈRES :	18
II.4. ÉTUDE DES PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES :	18
II.4.1. L'AJUSTEMENT STATISTIQUE PAR LE MODEL HYFRAN :	20
II.4.2.1. CARACTERISTIQUE EMPIRIQUE DE LA SERIE	20
II.4.3. CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT :	21
II.4.3.2. AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GALTON (LOG-NORMALE)	24

II.4.3.3. AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI GEV	25
II-5 PLUIES DE COURTE DURÉE I.D.F (COURBES : INTENSITÉ-DURÉE-FRÉQUENCE) :	27
II.5.1. LE CALCUL DE LA VALEUR DE L'INTENSITE PLUVIALE QUI CORRESPOND A UNE PERIODE DE RETOUR DONNEE :	28
II.5.1.2 D'APRES LA LOI DE LOG NORMAL :	29
II.5.1.3 D'APRES LA LOI DE GEV :	29
II.6. CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT	29
II.6.1. TEST GRAPHIQUE :	30
II.6.2. TEST D'ADEQUATION DE KHI-DEUX « $\chi^2$ » :	30
II.6.3. SELECTION DE LA LOI	30
CONCLUSION	30
CHAPITRE III	31
CALCUL DE BASE	31
INTRODUCTION	32
III.1. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE	32
III.2.DECOUPAGE EN SURFACES ELEMENTAIRES	33
III.3. EVALUATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	33
III.4. SYSTEME D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES	35
III.4.1. SYSTEMES FONDAMENTAUX	35
III.4.2 CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION	41
III.5. SCHEMAS D'EVACUATION	41
III.5.1. SCHEMA PERPENDICULAIRE	41

III.5.2. SCHEMA PAR DEPLACEMENT LATERAL -----	42
III.5.3. SCHEMA A COLLECTEUR TRANSVERSAL OU OBLIQUE -----	42
III.5.4. SCHEMA A COLLECTEUR ETAGE -----	43
III.5.5. SCHEMA DE TYPE RADIAL -----	43
CONCLUSION -----	44
CHAPITRE VI :-----	45
ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER-----	45
INTRODUCTION -----	46
VI.1.ORIGINE ET NATURE DES EAUX A EVACUER-----	46
VI.1.1.LES EAUX USEES -----	46
VI.1.1.1. LES EAUX USEES DOMESTIQUES-----	46
VI.1.1.2. LES EAUX USEES DES SERVICES PUBLIQUES -----	47
VI.1.1.3. LES EAUX USEES INDUSTRIELLES-----	47
VI.1.1.4. LES EAUX PARASITES -----	48
VI.1.2. LES EAUX PLUVIALES -----	48
VI.2. ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES-----	48
VI.2.1. DEBITS DES EAUX USEES DOMESTIQUES-----	49
VI2.1.1. DEBIT MOYEN JOURNALIER-----	49
VI2.1.2. DEBIT DE POINTE D'EAUX USEES -----	49
VI.3.EVALUATION DES DEBITS DES EQUIPEMENTS-----	50
VI.4. EVALUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES-----	52



VI.4.1. CHOIX DE LA METHODE-----	52
VI.4.1.1. METHODE RATIONNELLE -----	52
VI.6. CALCUL DU DEBIT TOTAL-----	55
CONCLUSION -----	56
CHAPITRE V -----	57
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT -----	57
INTRODUCTION -----	58
V.1. PRINCIPE DE CONCEPTION D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT -----	58
V.2.MODE DE DIMENSIONNEMENT DES CANALISATIONS -----	58
V.2.1. BASE DE CALCUL -----	58
V.2.2.FORMULE DE MANNING-STRICKLER :-----	59
V.2.3. FORMULE DE BAZIN : -----	61
V.3. NORMES D'ECOULEMENT ET D'IMPLANTATION : -----	62
CONCLUSION -----	63
CHAPITRE VI -----	64
ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET -----	64
OUVRAGES ANNEXES-----	64
INTRODUCTION :-----	65
VI.1. LES OUVRAGES PRINCIPAUX -----	65
VI.1.1. LES CANALISATIONS -----	65
VI.1.2. MATERIAUX DES CANALISATION-----	65

VI.1.3. CHOIX DU TYPE DE CANALISATION	66
VI.1.4. LES ESSAIS DE CONDUITES PREFABRIQUES	67
VI.1.5. DIFFERENTES ACTIONS SUPPORTEES PAR LA CONDUITE	68
VI.1.6. LES JOINTS DES CONDUITES	69
VI.1.7. POSE DE CANALISATION :	70
VI.2. LES OUVRAGES ANNEXES	71
VI.2.1. OUVRAGES NORMAUX	71
VI.2.1.1. LES BRANCHEMENTS	71
VI.2.1.2. FOSSES	72
VI.2.1.3. CANIVEAUX	72
VI.2.1.4. BOUCHES D'EGOUT	72
VI.2.1.5. REGARDS	73
VI.2.2. OUVRAGES SPECIAUX	74
VI.2.2.1. LES DEVERSOIRS D'ORAGE	75
VI.2.3. DIMENSIONNEMENT DES DEVERSOIRS D'ORAGE	77
VI.2.3.1. LE PREMIER DEVERSOIRS D'ORAGE TYPE FRONTAL ( BY-PASS)	80
VI.2.3.2. LE DEUXIEME DEVERSOIR D'ORAGE TYPE FRONTAL	81
CONCLUSION :	83
CHAPITRE VII	84
ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL	84
INTRODUCTION	85

VII.1. ORGANISATION DU CHANTIER -----	85
VII.1.1. EXECUTION DES TRAVAUX -----	85
VII.1.2. EMBLACEMENT DES CANALISATIONS -----	86
VII.1.2.1. MANUTENTION ET STOCKAGE DES CONDUITES :-----	86
VII.1.3. DECAPAGE DE LA COUCHE DE TERRE VEGETALE :-----	86
VII.1.4. EXECUTION DES TRANCHEES ET DES FOUILLES POUR LES REGARDS :-----	87
VII.1.5. AMENAGEMENT DU LIT DE POSE-----	87
VII.1.6. EXECUTION DES TRANCHEES ET LES REGARDS -----	88
VII.1.8. ASSEMBLAGE DES CONDUITES-----	90
VII.1.9. LE DEVERSOIR D'ORAGE -----	90
VII.2. CHOIX DES ENGIN-----	91
VII.3. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF -----	92
VII.3.1. DETERMINATION DES DIFFERENTS VOLUMES :-----	92
CONCLUSION :-----	95
CONCLUSION GENERALE -----	96
LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES-----	97
LES ANNEXES-----	98

## **Introduction générale**

L'assainissement des eaux usées est une préoccupation cruciale de notre époque, notamment dans les régions connaissant une croissance démographique rapide et une urbanisation accrue. Dans de nombreux pays, des réseaux d'assainissement ont été mis en place pour collecter et traiter les rejets polluants, garantissant ainsi la préservation de la santé publique et de l'environnement. Malheureusement, cette réalité diffère souvent dans les pays en développement, où l'insuffisance des infrastructures d'assainissement et le manque de raccordement de la population aux réseaux entraînent des rejets d'eaux usées non traitées dans le milieu naturel.

Dans la commune d'Oued El Djemaa, située dans la wilaya de Relizane, cette problématique est également présente. Il est donc impératif de réaliser une évaluation approfondie de l'état du réseau d'assainissement existant. Cette étude vise à analyser et à dimensionner les infrastructures d'assainissement afin de proposer des solutions adéquates pour améliorer la situation actuelle. En comprenant les spécificités géographiques, démographiques et environnementales de la commune d'Oued El Djemaa, il sera possible de concevoir des réseaux d'assainissement adaptés et efficaces pour répondre aux besoins de la population et préserver l'environnement local.

L'objectif général de cette étude consiste à dresser un état des lieux du réseau d'assainissement dans la commune d'Oued El Djemaa, wilaya de Relizane. Pour atteindre cet objectif, plusieurs étapes seront nécessaires, notamment l'inventaire des infrastructures d'assainissement existantes, l'évaluation des débits d'eaux usées générés par la population locale et l'analyse des contraintes hydrauliques et environnementales. Sur la base de ces informations, des solutions techniques seront proposées, telles que le dimensionnement adéquat des conduites, la mise en place de stations de pompage appropriées et l'intégration de techniques de traitement des eaux usées respectueuses de l'environnement.

En conclusion, cette étude vise à améliorer le système d'assainissement dans la commune d'Oued El Djemaa, wilaya de Relizane, en évaluant l'état actuel du réseau, en identifiant les lacunes et les défis, et en proposant des solutions adaptées aux besoins spécifiques de la population et de l'environnement local. En mettant l'accent sur l'efficacité, la durabilité et la préservation de la santé publique, cette recherche contribuera à améliorer la qualité de vie des habitants de la commune d'Oued El Djemaa et à préserver les ressources naturelles de la région

## **Chapitre I**

### **PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION**

## **Introduction :**

L'introduction de ce projet sur le dimensionnement des réseaux d'assainissement se concentre sur l'importance de la collecte précise des données lors de la présentation de l'agglomération. Dans le cadre de ce projet, il est crucial de prendre en compte les caractéristiques spécifiques de la ville, telles que le relief, le climat et la structure de l'agglomération, car elles jouent un rôle déterminant dans la conception du réseau d'assainissement. Afin d'assurer le bon déroulement des travaux et le fonctionnement optimal du système d'évacuation, une recherche approfondie et une collecte rigoureuse de données auprès des différentes instances exécutives et administratives sont nécessaires. Cette phase initiale du projet vise à éliminer les fosses septiques et à élaborer des variantes adaptées aux caractéristiques spécifiques de l'agglomération, favorisant ainsi l'efficacité et la durabilité du réseau d'assainissement.

## **I.1.Présentation de l'agglomération :**

### **I.1.1. Situation géographique de la commune d'oued el djemaa :**

La commune dite "Oued el Djemaa", faisant partie de la daïra d'El Hamadna, dans la wilaya de Relizane, est constituée de six localités (douars) : Belhedadji, Ouled Ben Abdelkader, Arrabat, Douala, Ben Cheikh et Meddadha. Cette commune, située à l'ouest de la wilaya, s'étend sur une superficie d'environ 82 hectares. Ses limites géographiques sont les suivantes :

- Au Nord : la commune de Sidi Khettab et Ouled Sidi Mihoub.
- À l'Est : la commune d'El Hamadna et Beni Dergoune.
- À l'Ouest : la commune de Belassel Bouzegza.
- Au sud : les communes de Zemmoura et Relizane.



**Figure I.1 :** situation géographique de la zone d'étude.

## I.1.2. Situation Géologique :

La structure géologique de la région est constituée de terrains hétérogènes. La série stratigraphique se distingue par la présence de deux ensembles sédimentaires distincts :

1. Le premier ensemble se trouve le long de la bordure sud-ouest et est composé de dépôts néogènes qui reposent en discordance sur le substratum.
2. Le deuxième ensemble occupe quasiment l'intégralité du territoire et est principalement constitué d'alluvions quaternaires.

## I.2. Climatologie :

### I.2.1. Climat :

Le climat de la commune d'oued el djamaa présente des caractéristiques particulières et contrastées. Les étés sont très chauds, tandis que les hivers connaissent des températures basses. Selon la carte des étages bioclimatiques du bassin du Cheliff, la commune d'El djamaa est classée dans l'étage



bioclimatique aride, indiqué en rouge sur la carte. Selon l'NSID (2005), l'évapotranspiration potentielle annuelle dans la région est d'environ 1600 mm par an.

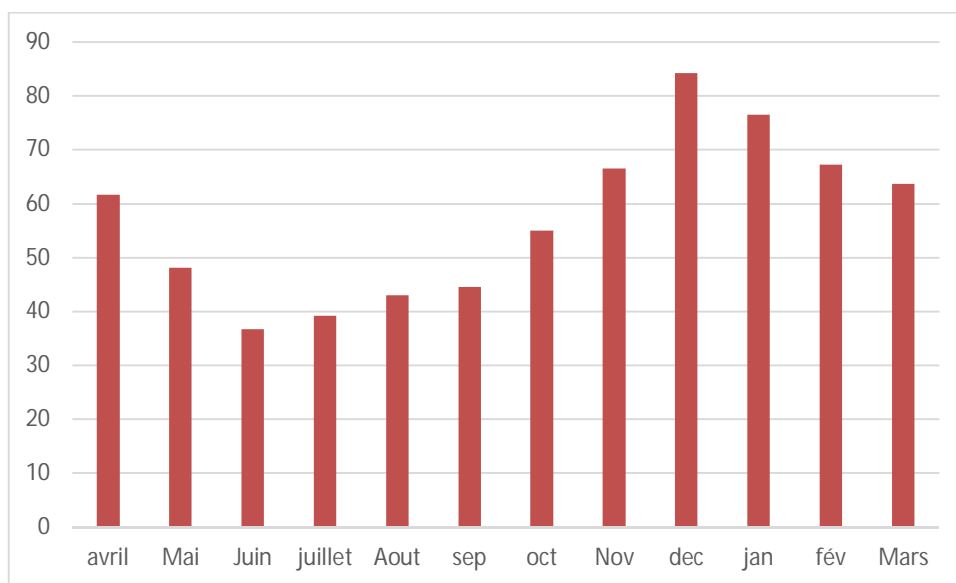
**I.2.2. l'humidité de l'air :**

Le taux d'humidité relative dans la région est généralement plus élevé le matin tout au long de l'année. En hiver, il varie entre 66% et 84%, tandis qu'en été, il avoisine les 40% selon le tableau N°I.1. Cette humidité relative peut compenser en partie le manque ou la rareté des précipitations, ce qui favorise le développement des plantes.

**Tableau N° I.1** Humidité de la région d'oued el djemaa

Mois	Avril	Mai	Juin	juillet	Aout	Sep	oct	Nov	dec	jan	fév	Mars
H%	61.6	48.1	36.6	39.2	43	44.5	54.9	66.5	84.2	76.5	67.2	63.6

Source : « ONM de Relizane »



**Figure I.2 :** Histogramme d'Humidité de la région d'oued el djemaa

**I.2.3 précipitations, pluviométrie et température :**

Le tableau N° I.2 représente les précipitations moyennes mensuelles de la commune d'oued el djemaa en 2018

**Tableau N° I.2** Données pluviométriques (2018)

Mois	sep	oct	Nov	dec	avril	Mai	Juin	juillet	Aout
p %	14,45	30,49	58,71	34,79	36,54	24,53	2,35	0,57	3,37

Source : « ANRH Relizane »

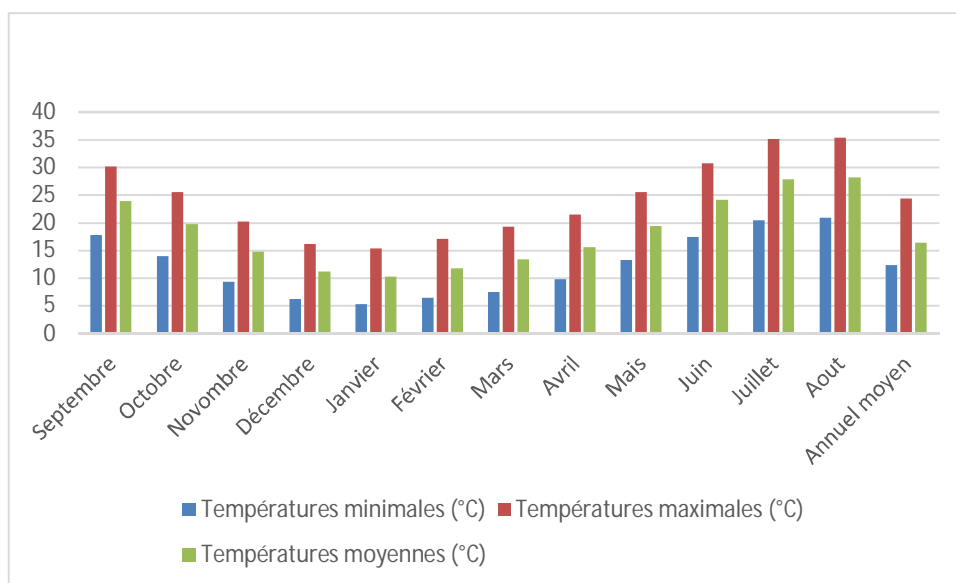
Après avoir examiné le tableau N°I.2, on observe que le mois de novembre présente le plus grand niveau de précipitations avec 58,71 mm, tandis que le mois de juillet enregistre une pluviométrie très faible de seulement 0,57 mm. La pluviométrie totale annuelle est de 314,44 mm. Globalement, le climat de la commune d'oued el djemaa se caractérise par une faible pluviosité qui est répartie de manière irrégulière tout au long de l'année.

Le tableau suivant représente les valeurs de température enregistrée à la station de Relizane qui s'éloigne de quelques dizaines de kilomètres du bassin pour la période (1968/1998ANRH). Les températures mentionnées ci-après sont exprimées en degrés et représentent les moyennes mensuelles observées sur un grand nombre d'années. Le tableau suivant donne la moyenne mensuelle de la température entre 1968 et 1998

**Tableau N°I.3 :** Température moyenne, minimale et maximale mensuelle de la commune d'oued el djemaa

Mois	Températures minimales (°C)	Températures maximales (°C)	Températures moyennes (°C)
Septembre	17,72	30,11	23,92
Octobre	13,92	25,50	19,71
Novembre	09,34	20,16	14,75
Décembre	06,20	16,16	11,18
Janvier	05,22	15,32	10,27
Février	06,41	17,08	11,75
Mars	07,52	19,21	13,37
Avril	09,74	21,44	15,59
Mai	13,24	25,55	19,40
Juin	17,45	30,71	24,08
Juillet	20,46	35,04	27,75
Aout	20,91	35,37	28,14
Annuel moyen	12,34	24,30	16,32

Les températures moyennes mensuelles de la commune d'oued el djemaa enregistrées sur la période 1968 à 1998, sont présentées dans la Figure N°I.4. Cette région connaît des températures élevées en été et relativement basses en hiver. Les mois de Juillet et Août enregistrent les températures les plus élevées, atteignant parfois un maximum de la nappe phréatique située à environ un mètre de profondeur. Les températures les plus basses sont observées en Janvier, avec une moyenne de 10,97 °C.



**Figure N° I.4 :** Répartition de la température mensuelle moyenne d’oued el djemaa (1968/1998)

D’après la figure, les températures sont basses en hiver (décembre, janvier, février) et augmentent d’une façon régulière jusqu’au maximum atteint en juillet et août. La température maximale est enregistrée au mois d’août 28.14 °C, La température minimale est enregistrée au mois de janvier 10,25 °C, La température moyenne annuelle est de 18.32 °C.

**I.2.4 Le vent :**

Selon Ozenda (1982), le vent exerce son influence soit directement par une action mécanique sur le sol et les végétaux, soit indirectement en altérant l'humidité et la température.

Selon le Tableau N° I.3, le vent prédominant dans la région est celui venant de l'Ouest. Sa vitesse moyenne varie de 6,1 à 11,9 km/h. Ce vent joue un rôle important dans la dégradation mécanique du sol et a une influence sur l'amplitude de la température.

**Tableau N° I.4.** La vitesse moyenne des vents

Mois	Avril	Mai	juin	juillet	aout	sep	Oct	nov	dec	Jan	Fév	Mars

V(Km/h)	8.7	9.9	11	10.6	10	8.9	8.3	10.7	6.1	9.8	11.9	9.6
---------	-----	-----	----	------	----	-----	-----	------	-----	-----	------	-----

Source :« ONM de Relizane »

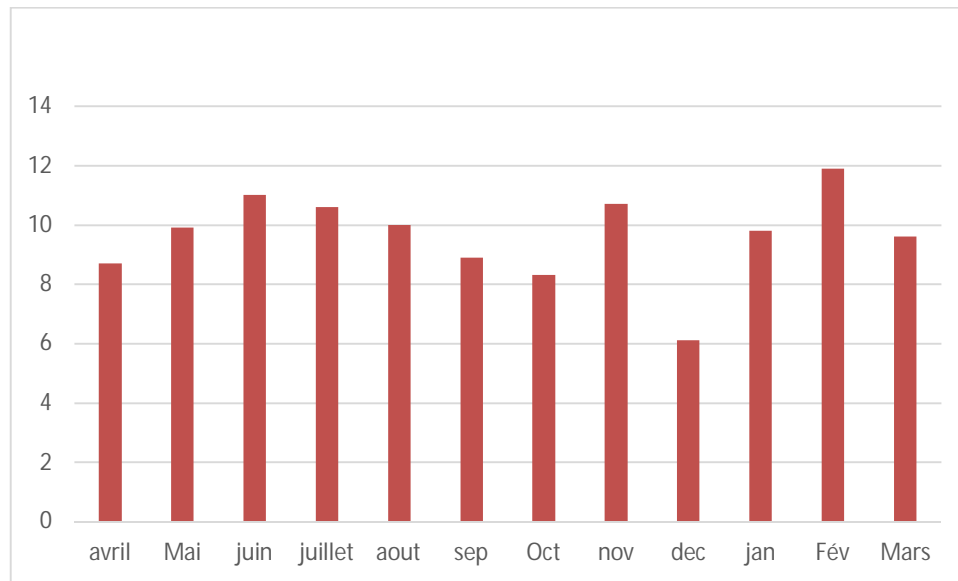


Figure I.5 : Histogramme de la vitesse moyenne des vents de la commune d'oued el djemaa

**I.3. Analyse Structurale :**

La structure géologique du tell est caractérisée par sa complexité, avec la présence de plusieurs axes de plis qui sont localement recoupés par des chevauchements et des écailles. Cette structure est principalement constituée de formations continentales. Le socle géologique, représenté par les massifs montagneux, est marqué par une tectonique cassante et des phénomènes géologiques accidentels. Cette zone présente un risque potentiel et une dynamique des sols qui nécessitent une attention particulière.

**I.4.Situation hydrographique :**

Le réseau hydrographique conditionné par le relief est constitué surtout par des Oueds, talwegs et affluents. On cite quelques Oueds : Oued Ismail, Mtalis, Oued Thenia, Oued Louhaba et Oued Rakch, Oued El Barouag et Tourisal. La commune d'Oued Djemaa présente donc une configuration de bassin versant de confluence hydrographique de la vallée. Dans la partie Nord on assiste à un écoulement vers le Nord-Est diffus donnant naissance à l'Oued Sfay dans la commune limitrophe d'El-Hemadna. Dans sa partie Sud, l'écoulement est ramassé, drainé par l'Oued Thenia issu de Djebel Bouasda (368 m) et principale affluent d'Oued Rakch qui prend naissance du Djebel Touila d'altitude de (445 m). La ligne de partage des eaux représenté par la ligne de crête des Monts du Djebel Ed Dour (376 m) à l'Ouest qui se poursuit vers l'Est au Djebel Touila (445 m). A l'extrême Sud de la commune, l'Oued Bekkaya prend source des altitudes à proximité du douar Ghédadba (305 m) traverse le CW20 en direction vers

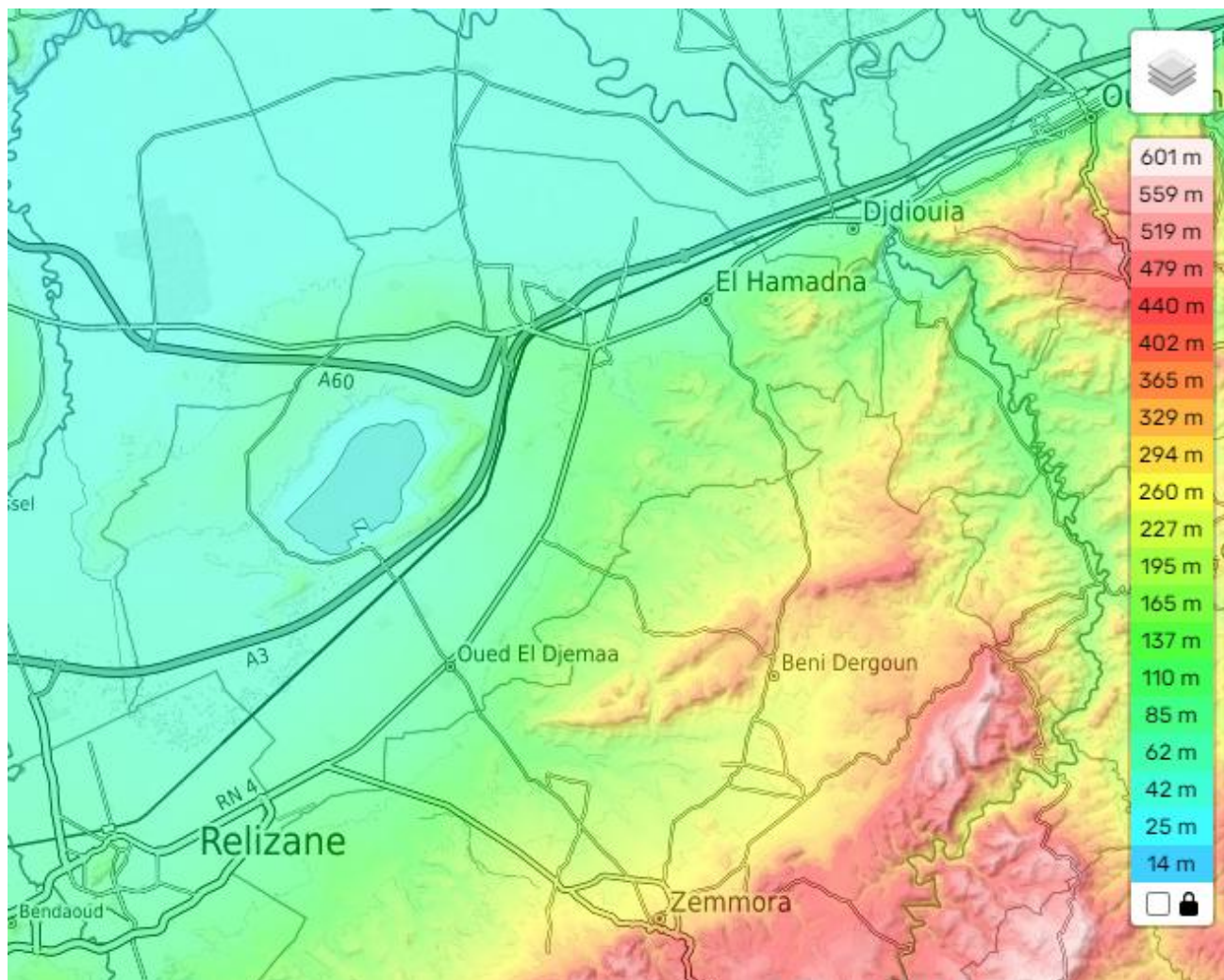
l'Ouest au commune d'Oued Djemaa. D'autres affluents Oued Boukallouche et Bouguerda rejoignent le cours principal d'écoulement presque Est-Ouest. Ceux sont des Oueds généralement intermittents.

La position géographique relativement élevée et la nature du sol donnent à la région une zone d'alimentation des Oueds précités.

**I.5. Le relief :**

La zone d'étude présente un relief modéré, avec des altitudes fluctuant entre 25 mètres et 75 mètres. On observe des variations douces du terrain, sans présence de montagnes ou de vallées profondes, créant ainsi un relief relativement plat à légèrement ondulé avec une pente moyenne de 2,3%.

**Figure I.6 :** La situation topographique d'oued el djemaa



Source : [www.topographie-map.fr](http://www.topographie-map.fr)

## I.6. La population :

La commune d'Oued el Djemaa est constituée de six localités (douars), le nombre total des habitants est de 2765.

L'analyse démographique de de six localités est montrée en détails dans le tableau N° I.5.

Localité	Nombre d'habitant
Belhedadji	587
Douala	693
Ouled Ben Abdelkader	221
Ben Cheikh	443
Meddadha	471
Arrabat	350

**Tableau I.5 :** La répartition des habitants d'oued el djemaa sur les 06 localités (2023)

## I.7. Le système d'AEP actuel

Le système d'approvisionnement en eau potable existant dans la commune est composé des éléments suivants : deux réservoirs d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et 400 m<sup>3</sup> respectivement. Ces réservoirs sont alimentés par une station de pompage située dans un champ de captage comprenant quatre forages. Un réseau de distribution, initialement de type ramifié, achemine l'eau vers le centre d'Oued el Djemaa. L'objectif est de fournir de l'eau à une population de 2567 habitants avec une allocation de 200 m<sup>3</sup>/jour. Le réseau de canalisations, en fonte et de divers diamètres (Ø250, Ø150), s'étend sur une distance totale estimée à 11200 mètres linéaires.

## I.8. Situation en Assainissement

La commune d'oued el djemaa ne dispose d'aucun réseau d'assainissement, les habitants utilisent le système individuel de fosses septiques.

## Conclusion :

Dans cette section, nous avons présenté les données essentielles de la zone d'étude, qui représente la commune d'oued djemaa de la wilaya de Relizane. Ces données sont nécessaires pour élaborer un projet d'évacuation des eaux usées et pluviales de notre agglomération à l'horizon de 2053. En recensant ces informations, nous sommes en mesure de calculer les débits qui seront utilisés pour dimensionner le réseau et les infrastructures d'évacuation nécessaires afin d'assurer un fonctionnement adéquat, fiable et durable. L'objectif est de garantir la protection sanitaire de notre agglomération et de préserver les milieux récepteurs.



## **Chapitre II**

### **Etude Hydrologique**



**Introduction**

Ces dernières années, les régions de l'Algérie ont été confrontées à des changements significatifs dans leur régime hydrologique en raison des perturbations climatiques actuelles. Ces changements ont entraîné plusieurs inondations dévastatrices causées par des crues éphémères, entraînant des dommages humains et matériels considérables. Face à ces catastrophes hydro climatiques naturelles, les autorités ont pris conscience de la nécessité de mettre en œuvre des mesures de protection pour les centres urbains et économiques afin de prévenir les inondations. Ainsi, un grand nombre de projets d'aménagement ont été programmés par l'État dans le but de renforcer la résilience et de protéger ces zones vulnérables contre les effets néfastes des inondations.

**II.1. Généralités :****II.1.1. Le bassin versant :**

Il représente une unité spatiale de référence pour l'hydrologie. Il est défini comme l'étendue drainée par un cours d'eau et ses affluents et limité par des lignes de partage des eaux et caractérisé par un exutoire.

Le bassin versant urbanisé est un bassin versant dont le débit de ruissellement à la décharge se déverse dans une bouche d'égout.

**II.1.2. Notion d'une averse**

Une averse se compose de précipitations liées à une perturbation météorologique. Pour être plus précis, une averse est définie comme une période de pluie continue qui peut présenter plusieurs pics d'intensité.

**II.1.3. Durée de précipitation**

C'est le temps pendant lequel les précipitations se produisent, il est exprimé en heure (h) ou en minute (min).

**III.1.4. La hauteur des précipitations**

Elle est définie comme étant l'épaisseur comptée suivant la verticale de la barre d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale en supposant qu'il n'y a aucune perte pour les précipitations liquides. Cette hauteur est exprimée en (mm).



### II.2.1. Présentation de la station pluviométrique

La station la plus proche et la plus représentante de la zone d'étude est la station de Relizane dont le code est 013505 (voir tableau N°01). Cette station comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 32 années allant de 1980 à 2011. Ces données pluviométriques disponibles dans la région de Relizane ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH). Les différentes caractéristiques relatives à cette station sont regroupées dans le tableau n°1

**Tableau II.1** : Caractéristiques de la station pluviographique de Relizane

Station de Relizane	Code de la station	Source	Cordonnées UTM			Année d'observation	N
			X (Km)	Y (Km)	Z(m)		
	013505	A.N.R.H	304.3	272.2	61	1980-2011	32

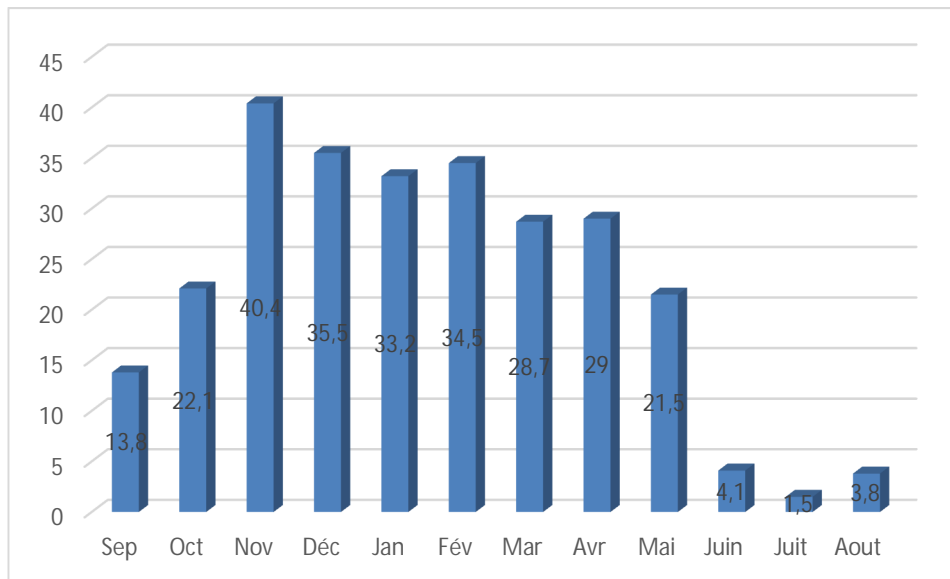
### II.2.2. PLUIES MOYENNES MENSUELLE DE LA STATION DE RELIZANE :

Les précipitations moyennes interannuelles (Pmoy) représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. La répartition mensuelle des pluies est attribuée dans le Tableau suivant :

**Tableau II.2** : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations de la station Relizane

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juit	Aout	Total
P(mm)	13.8	22.1	40.4	35.5	33.2	34.5	28.7	29.0	21.5	4.5	1.5	3.8	270.54
P(%)	5.12	8.24	15	13.23	12.37	12.8	10.7	10.8	7.99	1.69	0.54	1.43	100

La figure suivante représente la répartition mensuelle moyenne des précipitations entre 1980 et 2011 de la station de Relizane:



**Figure II.1** : Répartition mensuelle moyenne des précipitations.

Selon les indicatifs présentés dans la figure, on remarque que

- La hauteur totale des pluies moyenne annuelles est de 270.54 mm/an
- La hauteur des pluies mensuelles varie entre 1.50 mm au mois de Juillet, le mois le plus sec de l'année et 40.40 mm au mois de Novembre, le mois le plus pluvieux de l'année.
- La majeure partie de la pluie tombe sous forme d'averse

On considère donc un collectif partiel limité dans le temps (échantillon) et représentatif de l'ensemble en partant du principe que ses caractéristiques sont proches de celles de la série infinie.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Les étapes clés de l'étude sont les suivantes :

1. Organiser la série  $P_{max, j}$  en ordre croissant.
2. Déterminer la fréquence expérimentale  $F(x)$  pour les valeurs ne dépassant pas  $x$ .
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
4. Effectuer une adaptation graphique de la série.
5. Établir les quantiles et leurs plages de confiance.

Calculer les averses et les intensités de courte durée.

**II.3. RÉPARTITION SAISONNIÈRE DES PRÉCIPITATIONS :**

Pour la caractérisation du régime saisonnier, nous procédons à grouper les données des précipitations saison par saison. Ensuite nous allons faire un arrangement de ces quatre saisons par ordre décroissant de pluviosité, les quatre saisons ainsi classées forment ce qu'on appelle « indicatif saisonnier ». Le tableau suivant regroupe la Répartition saisonnière moyenne interannuelle des précipitations pour la station de Relizane.

**Tableau II.3 :** Répartition saisonnière moyenne interannuelle des précipitations.

Saison	Automne	Hiver	Printemps	Eté	Totale
<b>P(mm)</b>	76.27	103.22	79.21	9.85	268.54
<b>P(%)</b>	28.40	38.44	29.50	3.67	100

Selon les indicatifs présentés dans la figure, nous remarquons que l'hiver est la saison la plus pluvieuse, avec (103.22 mm).

La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des précipitations tombe pendant l'hiver avec (38.44%) du total annuel des pluies, suivi de printemps et de l'automne, respectivement avec (29.50%) et (28.40%).

Par contre, l'été est la saison sèche de l'année correspondant à (3.67%) de la pluviosité. L'indicatif saisonnier est « H.P.A.E ».

**II.3.1. PLUIES MAXIMALES JOURNALIÈRES :**

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

**II.4. Étude des précipitations maximales journalières :**

Quand il existe des mesures de pluie pour un bassin versant, elles peuvent être traitées statistiquement. Les plus hautes pluies annuelles permettent de calculer la probabilité de dépassement ou de non-dépassement d'une valeur fixée, à l'aide de fonctions de distribution empiriques et théoriques.

La précipitation mesurée est considéré comme une variable aléatoire. Les mesures constituent le collectif ou ensemble de base. Cet ensemble n'est pas une série infinie de mesures et peut se modifier dans le temps (inhomogénéité de la série).

- **Tableau II.4** : Précipitations max journalières

Année	P <sub>j</sub> max (mm)	p <sub>j</sub> max ordre croissante (mm)
1980	29,8	13,8
1981	13,8	16,3
1982	33	17,6
1983	17,8	17,8
1984	16,3	18,6
1985	54,1	21,9
1986	22,1	22,1
1987	28,8	22,7
1988	33,2	23
1989	28,8	23,7
1990	21,9	25,9
1991	28	25,9
1992	17,6	27,3
1993	23	27,5
1994	23,7	28
1995	30	28,3
1996	28,3	28,8
1997	18,6	28,8
1998	30,3	29,3
1999	27,3	29,8
2000	40,4	30

2001	61,6	30,3
2002	22,7	32,5
2003	34,8	33
2004	27,5	33,2
2005	29,3	33,8
2006	34,8	34,8
2007	25,9	34,8
2008	33,8	40,4
2009	25,9	54,1
2010	32,5	61,6
2011	64	64

#### II.4.1. L'AJUSTEMENT STATISTIQUE PAR LE MODEL HYFRAN :

L'ajustement de la série des pluies maximales est fait à l'aide du logiciel HYFRAN. Ce dernier permet d'ajuster différentes lois statistiques un échantillon d'observations indépendantes et identiquement distribuées avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les trois lois d'ajustement. Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel. Le logiciel HYFRAN sert à adapter des fonctions de distribution et contient une série d'outils flexibles, puissants et faciles à utiliser. Il convient à l'analyse statistique de séries de mesures, en particulier d'événements extrêmes. Il a été développé par l'Institut de recherche scientifique – Eau (INRS) de l'Université de Québec en collaboration avec Hydro-Québec et le Conseil de la recherche pour les sciences naturelles et les sciences de l'ingénieur du Canada (M.SPREADICO, 2003).

##### II.4.2.1. Caractéristique empirique de la série

✦ La somme des précipitations maximales journaliers est de : **959.6 mm**

✦ La moyenne «  $\bar{P}_{\max, j}$  » :

Avec :  $N = 32$ , la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière est de **30 mm**

✦ L'écart-type «  $\sigma_{P_{\max, j}}$  » :

Pour  $N = 32$  ans  $\geq 30$  ans, on a :

$$\sigma_{p_{max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{N=1}^{N=32} (P_{max,j} - \bar{p}_{max,j})^2}{N-1}} \dots\dots\dots \text{(II-2)}$$

**$\sigma_{P_{max,j}} = 11.6 \text{ mm}$**

✦ Le coefficient de variation «  $C_v$  » :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{p}} \dots\dots\dots \text{(II-3)}$$

**Tableau II-5 :** Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation (ans)	32
Valeur maximale (mm)	<b>64</b>
Valeur Minimale (mm)	<b>13.8</b>
Moyenne (mm)	<b>30</b>
Médiane (mm)	<b>28.6</b>
Écart-type (mm)	<b>11.6</b>
Coefficient de variation	<b>0.385</b>
Exposant climatique	<b>0.35</b>

**II.4.3. Choix de la loi d'ajustement :**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité,
- La taille de l'échantillon,
- Certaines caractéristiques de l'échantillon,

Sachant que l'Algérie est soumise à un climat très aléatoire et irrégulier, cependant le choix d'une loi statistique dissymétrique est indispensable pour l'analyse statistique des pluies journalières maximales.

Pour aboutir à des résultats plus précis, il a été procédé à un ajustement de la série d'observation des pluies journalières maximales du poste pluviométrique en étude, à la loi de **GUMBEL** et la loi **GALTON (LOG-NORMAL)**, aussi la loi de **GEV**, qui s'ajustent bien au régime hydrologique méditerranéen.

**II.4.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (méthode des moments) :**

La fonction de répartition de la loi de Gumbel (Touaibia, 2004) :



$$F(x) = e^{-e^{-u}} \tag{II-6}$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$u = \frac{x-\alpha}{b} \tag{II-7}$$

Avec :

- x : variable étudiée ( $P_{\max,j}$ ) ;
- $\alpha$  : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- b : paramètre de l'échelle ( $\alpha > 0$ ) appelé aussi « gradex ».
- ❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \tag{II-8}$$

on écrit alors :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \tag{II-9}$$

$$u = -\ln[-\ln(F(x))]$$

L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

$$x = \frac{1}{\alpha} \times u + x_0 \tag{II-10}$$

En pratique il s'agit essentiellement d'estimer la probabilité de non dépassement  $F(x_i)$  qu'il convient d'attribuer à chaque valeur  $x_i$ . Il existe de nombreuses formules d'estimation

de la fonction de répartition à l'aide de la La fréquence empirique est calculée en se basant sur un tri de la série par valeurs croissantes, ce qui permet d'assigner à chaque valeur son rang r.

$$q = \frac{r-0.5}{N} \tag{II-11}$$

Où r est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, est la taille de l'échantillon.

Enfin à l'aide de l'ajustement il est alors possible d'estimer les pluies maximales pour des périodes de retour données.

**- Détermination des paramètres de la loi de Gumbel,**

Les paramètres  $\alpha$  et  $x_0$  sont déterminés en utilisant la méthode du maximum de vraisemblance.

Cette méthode ne s'utilise que lorsque l'on dispose de moyen de calcul automatique

D'après les formules

$$\bar{x} = \alpha + \frac{\sum x e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\sum e^{-\frac{x}{\alpha}}} \tag{II-12}$$

$$X_0 = \alpha \cdot \ln \left[ \frac{\sum e^{-\frac{x}{\alpha}}}{N} \right] = 24.56 \dots \dots \dots (II-13)$$

On calcule les paramètres  $\alpha$  et  $x_0$  par la méthode du maximum de vraisemblance

Cette méthode ne s'utilise que lorsque l'on dispose de moyen de calcul automatique

D'après les formules

$$\alpha = 8.25 \quad ; \quad x_0 = 24.56 \text{ mm}$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

**Tableau II.7 :** Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel à l'aide de logiciel *HYFRAN*.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique $X_T$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	70.3	6.79	50.7 – 74.2
50	0.98	62.5	6.00	46.5 – 66.9
20	0.95	49.0	4.18	40.8 – 57.2
10	0.90	43.1	3.41	36.4 – 49.8
5	0.80	36.9	2.64	31.7 – 42.1

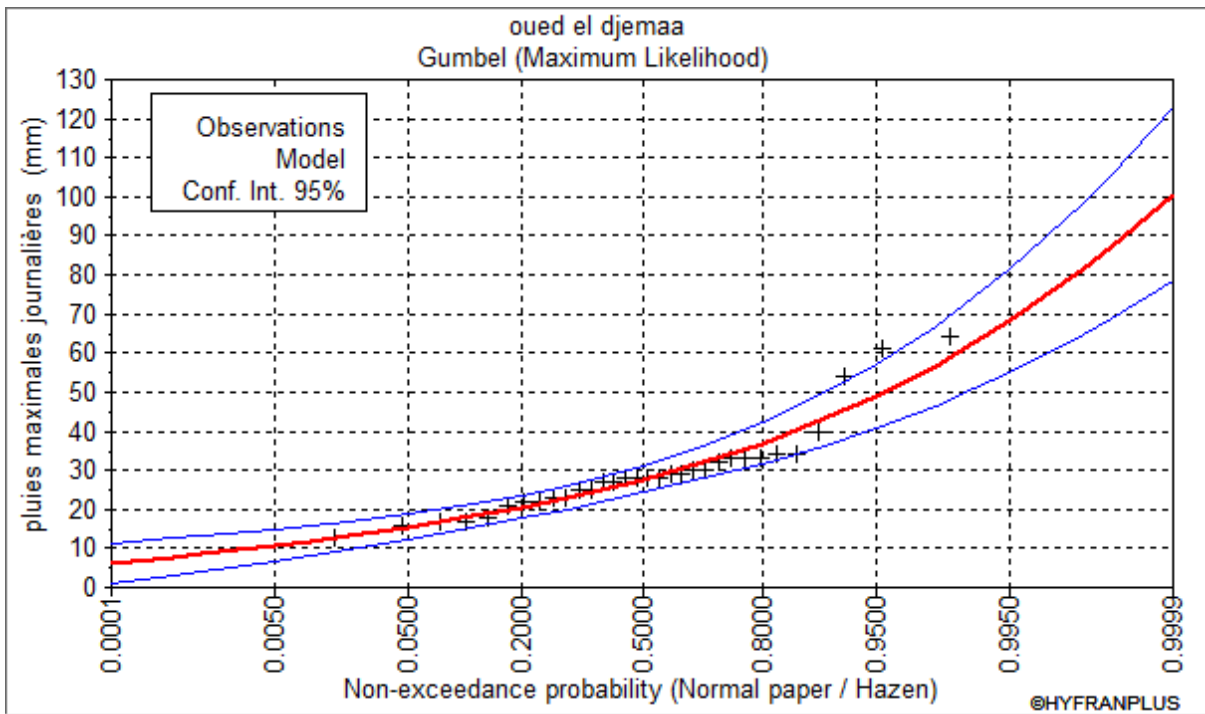


Figure II-3 : Ajustement graphique des pluies maximales de la station de Relizane à la loi de Gumbel

**II.4.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-Normale)**

La loi de Galton est parfois également appelée loi log-normale ou loi gauss-logarithmique en raison de sa ressemblance avec la loi normale, mais avec une transformation logarithmique sur la variable.

**La fonction de répartition de la loi Log-normale** (Touaibia, 2004) :

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

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

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

Avec :

- x : variable étudiée ( $P_{max,j}$ ).
- $\overline{\ln(x)}$  : la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$  : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots\dots\dots (II-16)$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$\sigma_{\ln x} = 0.356$  ;       $u = 3.32$

Résultats de l'ajustement à la loi de Galton (log-normal) :

Tableau II.8 : Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale à l'aide de logiciel HYFRAN.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X <sub>T</sub> (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	<b>0.99</b>	<b>69.1</b>	<b>8.45</b>	<b>48.1 – 78.6</b>
50	<b>0.98</b>	<b>63.3</b>	<b>7.77</b>	<b>44.8 – 70.1</b>
20	<b>0.95</b>	<b>49.7</b>	<b>4.84</b>	<b>40.2 – 59.2</b>
10	<b>0.90</b>	<b>43.7</b>	<b>3.74</b>	<b>36.3– 51.0</b>
5	<b>0.80</b>	<b>37.3</b>	<b>2.75</b>	<b>31.9 – 42.7</b>

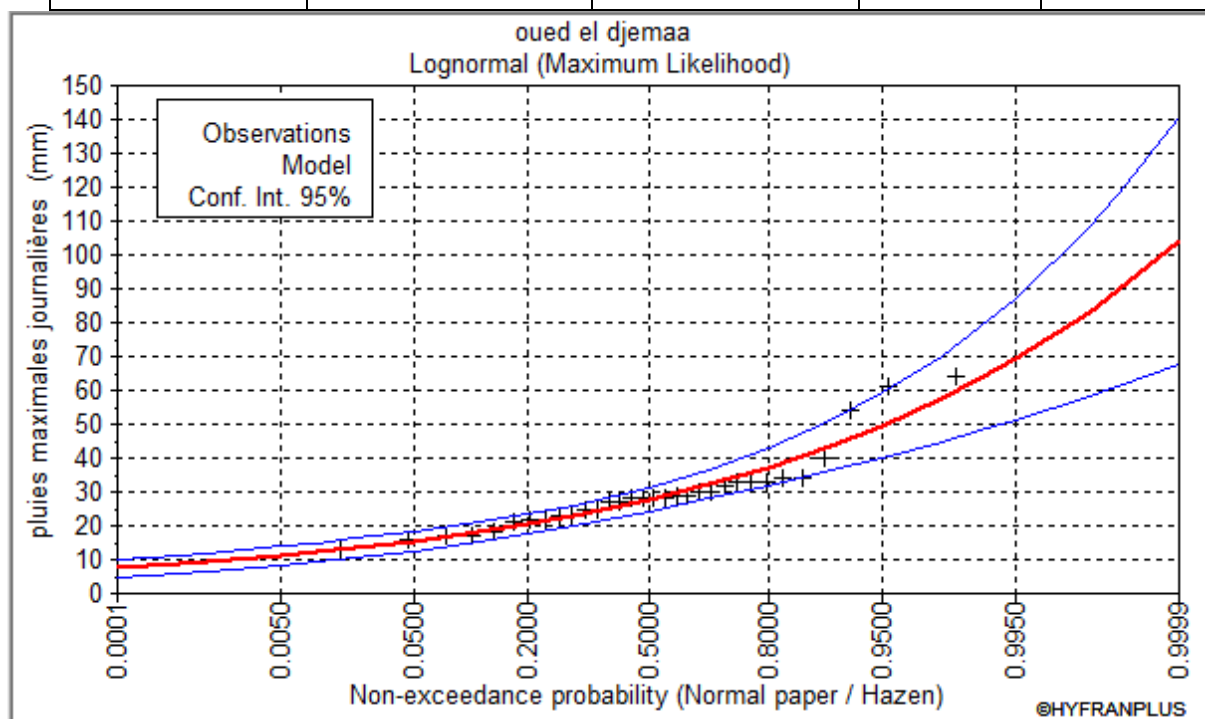


Figure II.4 : Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de Log-Normale

II.4.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (II-17)$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[ 1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \dots\dots\dots (\text{II-18})$$

Avec :

- x : variable étudiée ( $P_{\max,j}$ ).
  - u : paramètre de position
  - $\alpha$  : paramètre de dispersion ( $\alpha > 0$ ).
  - k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.
- ❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots (\text{II-19})$$

❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$u = 24.291 \text{ mm}$  ;  $\alpha = 7.80$  ;  $k = -0.083$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

**Tableau II.9 :** Résultat de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de **GEV** à l'aide de logiciel **HYFRAN**.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique $X_T$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	76.1	17.3	
50	0.98	68.1	14	40.3 – 80.3
20	0.95	50.6	6.23	38.4 – 62.8
10	0.90	43.6	4.18	35.4 – 51.8
5	0.80	36.8	2.83	31.2 – 42.3

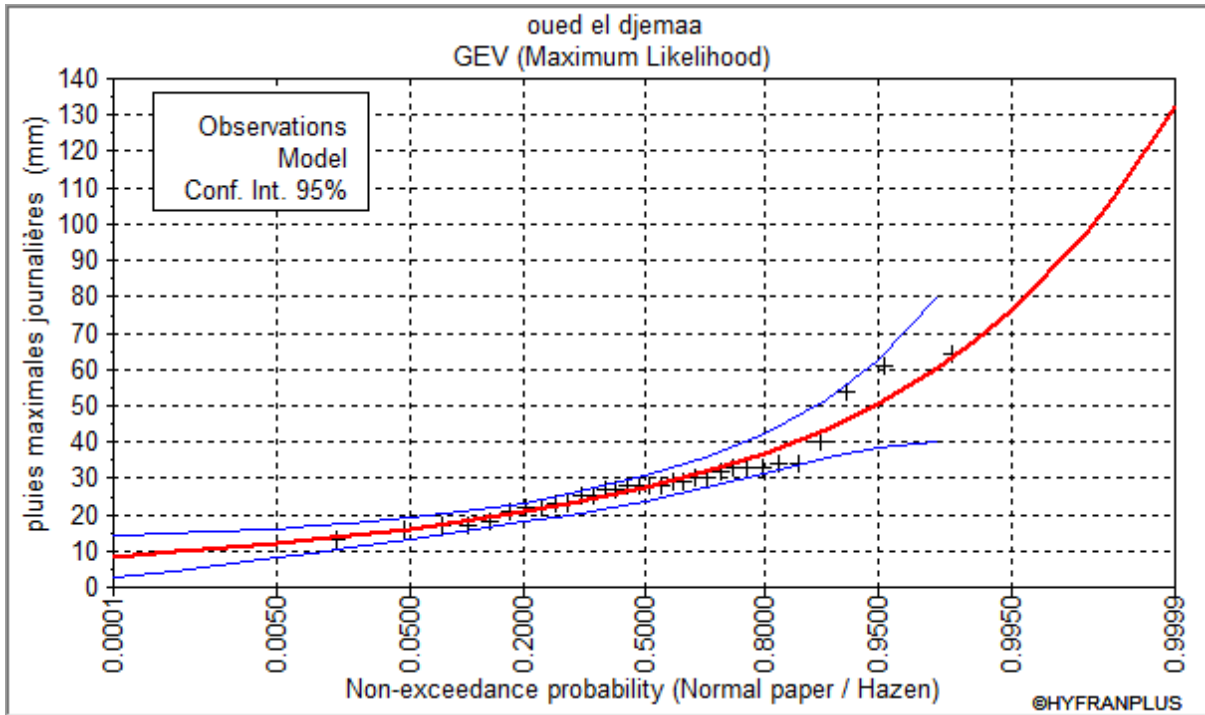


Figure II-5: Ajustement graphique des pluies maximales journalières à la loi de GEV

**II-5 PLUIES DE COURTE DURÉE I.D.F (COURBES : INTENSITÉ-DURÉE-FRÉQUENCE)**

Dans ce dernier, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et les intensités de ces pluies. En se basant sur les résultats de l’ajustement à la loi **Gumbel, Galton (Log-normal) et GEV**.

❖ **Pluies de courte durée :**

Pour déterminer les précipitations de courte durée, c'est-à-dire les averses, on se réfère aux pluies maximales journalières en utilisant la relation suivante :

$$p_t = p_{jmax} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II-20)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$  : pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

- $P_{max,j}$  : pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $t$  : durée de l'averse (h)
- $b$  : exposant climatique ; selon l'ANRH Relizane,  $b = 0.35$  pour la région d'étude.

Avec :  $10000 / 3600$  est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

**Intensités de courte durée :**

Pour le calcul de l'intensité moyenne «  $i_{t,p\%}$  » de précipitation «  $P_{t,p\%}$  (mm) » de courte durée «  $t$  (h) » à une fréquence de dépassement donnée «  $p\%$  », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}(\text{mm/h})}{t} \dots \dots \dots \text{(II-20)}$$

**II.5.1. Le calcul de la valeur de l'intensité pluviale qui correspond à une période de retour donnée :**

Pour notre projet, nous avons choisi une période de retour de 100 ans afin de garantir une conception robuste et résiliente des réseaux d'assainissement pour nos localités. En prenant en compte des événements de pluie extrêmement rares, nous pouvons nous assurer que nos infrastructures seront capables de faire face à des conditions de précipitations exceptionnelles, réduisant ainsi les risques d'inondations et assurant la protection de nos communautés contre les débordements potentiels. En optant pour une période de retour de 100 ans, nous adoptons une approche proactive pour anticiper les événements climatiques les plus extrêmes et créer des solutions durables pour nos localités.

**II.5.1.1 D'après la loi de Gumbel :**

**Tableau II.10 :** Tableau des résultats de la loi de Gumbel

<b>T</b>	<b>Fréquence</b>	<b>P max (mm)</b>	<b>Intervalle de confiance</b>	<b>X<sub>0</sub></b>	<b>α</b>
<b>50</b>	0.98	62.5	46.5 – 66.9	24.5534	8.246

$$I = \frac{p}{24} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I = \frac{62.5}{24} \times \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.35-1} = 50.59936 \text{ (mm/h)}$$

La valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{50.59936 \times 10000}{3600} = 140.5537 \frac{l}{s.ha}$$

**II.5.1.2 D’après la loi de log normal :**

**Tableau II.11 :** Tableau des résultats de la loi de log normal

T	Fréquence	P max (mm)	Intervalle de confiance	U	$\sigma \ln_x$
50	0.98	63.3	44.8 – 70.1	3.32	0.356

$$I = \frac{p}{24} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I = \frac{63.3}{24} \times \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.35-1} = 51.2470 \text{ (mm/h)}$$

La valeur de l’intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{51.2470 \times 10000}{3600} = 142.35 \frac{l}{s.ha}$$

**II.5.1.3 D’après la loi de GEV :**

**Tableau II.12 :** Tableau des résultats de la loi de GEV

T	Fréquence	P max (mm)	Intervalle de confiance	u	$\alpha$
50	0.98	68.1	40.3-80.3	24.291	7.80

$$I = \frac{p}{24} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I = \frac{68.1}{24} \times \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.35-1} = 55.133 \text{ (mm/h)}$$

La valeur de l’intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{55.133 \times 10000}{3600} = 153.148 \frac{l}{s.ha}$$

**II.6. Choix de la loi d’ajustement**

Une fois que nous avons effectué un ajustement avec une loi de probabilité théorique, la question à résoudre est de savoir si cette loi convient ou non. Les critères pour choisir une loi sont déterminés par un examen graphique de l’ajustement et un test de dispersion.



**II.6.1. Test graphique :**

Ce test repose sur une évaluation visuelle des graphiques d'ajustement. Il implique l'examen de la répartition des points sur le graphique de probabilité pour déterminer s'ils sont bien alignés et s'il n'y a pas de distorsions indésirables.

**II.6.2. Test d'adéquation de Khi-deux «  $\chi^2$  » :**

Ce test, également connu sous le nom de test de Khi-carré ou de Pearson, implique l'établissement d'un critère d'ajustement en comparant les valeurs calculées et théoriques de  $\chi^2$ . Il est effectué avec un seuil de signification (risque)  $\alpha$  de 5% et dépend du nombre de degrés de liberté de la loi. Selon les résultats du logiciel "Hyfran la loi de log normal montre la bonne adéquation.

**II.6.3. Sélection de la loi**

Bien que la loi de GEV n'ait pas été adaptée au test du khi-deux, les lois lognormale et de Gumbel ont montré une bonne adéquation avec les observations selon le test du khi-deux. Cependant, il convient de noter que l'intensité calculée à partir de la loi lognormale était plus élevée que celle calculée à partir de la loi de Gumbel. Ces résultats soulignent l'importance de choisir la loi appropriée pour estimer avec précision l'intensité des précipitations dans le contexte de cette étude. Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec une pluie d'intensité «  $i$  ».

Tell que :  $i = 52$  mm/h

D'où nous trouvons que la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour évaluation des débits d'eau pluviale

**Conclusion**

L'étude hydrologique est une étape primordial pour tout projet d'assainissement permet de calculer les débits maximum transitent par l'exutoire du bassin versent, et de la sorte le dimensionnement des ouvrage qui permettront le transit de ces débit.

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer le débit spécifique  $qs = 143$  L/s/ha ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale, et les calculs des pluies de courte durée.

# **Chapitre III**

## **Calcul de base**

## Introduction

Dans ce chapitre, nous aborderons les éléments clés pour le dimensionnement d'un système de réseau qui sera choisi pour drainer les localités formant la commune, en prenant en compte les prévisions démographiques jusqu'en 2053. Nous présentons des critères pour choisir le système et le schéma de réseau les plus appropriés appelés à drainer ces localités qui sont tributaires du découpage en surfaces élémentaires de ces localités . L'estimation du coefficient de ruissellement, paramètre essentiel pour déterminer le débit pluvial, sera considérée pour chaque localité en fonction de ses caractéristiques que nous jugeons adéquates. Parmi les éléments de base nous considérons :

### III.1. Evolution démographique

Afin d'estimer La population future, nous considérons par hypothèse que les six localités ont les mêmes habitudes et caractéristiques au point de vue taux d'accroissement (t=1.81 %) et constituent une seule agglomération. L'application de la formule des intérêts composés (III.1) permet de nous estimer la population future.

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots \text{III.1}$$

Avec :

- P : Population future.
- P<sub>0</sub> : Population de référence
- t : taux d'accroissement pris égal à 1,8 %
- n : nombre d'années envisagées pour l'étude (n=33ans).

**Tableau III.1 : Evolution démographique des localités**

Localités	Belhedadji (L1)	Ouled Ben Abdelkader (L2)	Arrabat (L3)	Douala (L4)	Ben Cheikh (L5)	Meddadha (L6).	Totale des habitants
Nbre Hab. 2020	475	455	317	900	662	420	3229
Nbre hab.2053	856	819	571	1622	1193	756	5817

## III.2. Découpage en surfaces élémentaires

Ce découpage a pour objectif l'estimation du coefficient de ruissellement pondéré afin de déterminer le débit pluvial nécessaire. Afin de simplifier notre raisonnement et vu les surfaces réduites des localités, nous pouvons considérer par hypothèse que chaque localité représente une surface élémentaire.

## III.3. Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur une surface à drainer. Ce coefficient varie de 0.05 à 1 et il dépend de plusieurs paramètres :

- L'inclinaison de la surface.
- La densité de la population.
- L'humidité de l'air.
- La durée de la pluie.
- Le type de sol.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

a- En fonction de la nature des surfaces à drainer : Les valeurs de coefficient de ruissellements sont estimées d'une façon approchées, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces.

**Tableau III.2 :** Valeurs du coefficient de ruissellement suivant la nature de sol

Nature de sol	Valeur de Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85÷0.9
Pavés en pierres naturelles, brique en joints cimentés	0.75÷0.85
Pavage en blocages	0.4÷0.5
Surfaces goudronnées	0.25÷0.6

Chemin en gravier	0.25÷0.3
Gare, terrain de sport	0.1÷0.3
Parcs, jardins, gazons	0.05÷0.25
Forêts	0.01÷0.2

Source (Polycopies d'assainissement B.SALAH, 2014)

a- En fonction de la densité de population : Vu que la population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces sont revêtues (toitures ou les surfaces goudronnées).

**b- Tableau III.3 : Valeurs de coefficient de ruissellement suivant la densité de population**

Densité de population par hectare	Valeur de Cr
20	0.23
30-80	0.2-0.27
60-150	0.25-0.34
150-200	0.3-0.45
200-300	0.60-0.62
300-400	0.6-0.8
400-600	0.7-0.9

c-

Source (Polycopies d'assainissement B.SALAH, 2014)

### Remarque :

Pour le cas de notre zone d'étude, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées et la nature du sol.

**Tableau III.4 : Découpage en surfaces élémentaires**

Localités	Belhedadji (L1)	Ouled Ben Abdelkader(L2)	Arrabat(L3)	Douala(L4)	Ben Cheikh(L5)	Meddadha(L6)
<b>Superficie</b>	11.5	14.8	8.6	16.4	15.7	11
<b>Population 2053</b>	856	819	571	1622	1193	756
<b>Coefficient de ruissellement</b>	0.8	0.7	0.75	0.6	0.8	0.6

**Remarque :**

Dans notre cas, le coefficient de ruissellement énuméré dans le tableau 3.4 a été estimé d'une façon pondérée en fonction de la nature du sol de chaque localité qui sera par hypothèse un tissu urbanisé à l'horizon de calcul.

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

Le développement d'un réseau d'assainissement pour une agglomération doit prendre en compte deux préoccupations majeures. Tout d'abord, il est essentiel de garantir une évacuation efficace des eaux pluviales afin de prévenir les inondations des zones urbanisées et d'éviter les accumulations d'eau après les précipitations. En outre, le réseau doit être conçu pour permettre l'évacuation des eaux usées domestiques, et des effluents industriels résiduels.

**III.4.1. Systèmes fondamentaux**

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

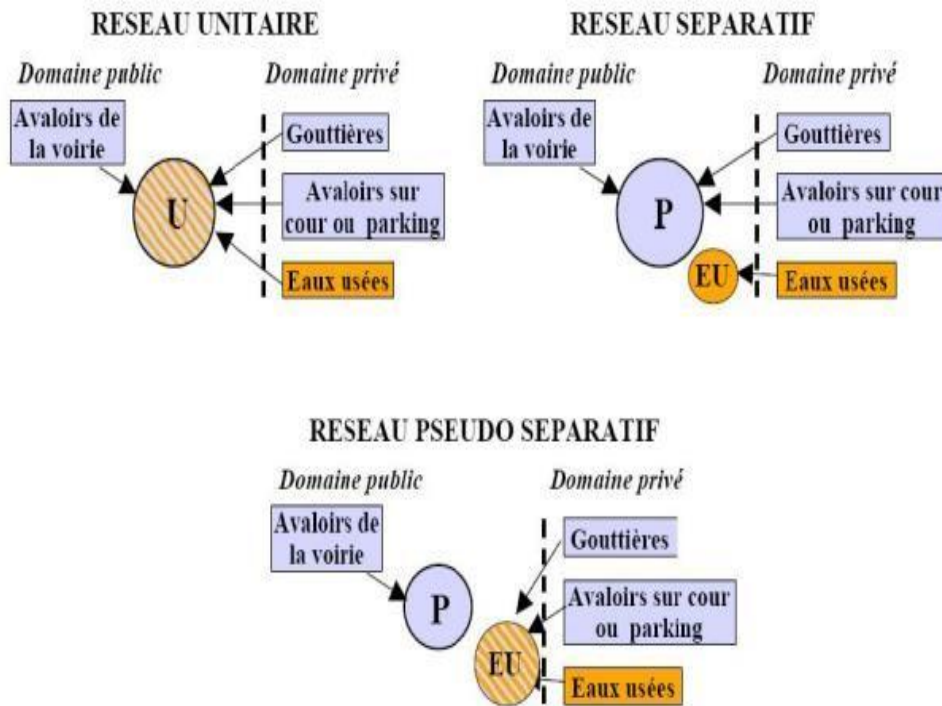


Figure III.1 : systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service (Polycopie salah boualam)

1. **Réseau unitaire** : Le système unitaire est un système de collecte des eaux usées et des eaux pluviales dans une même canalisation. Ce type de système est souvent utilisé dans les zones urbaines où les réseaux d'assainissement ont été construits avant que les réglementations environnementales ne deviennent plus strictes. Les eaux usées et les eaux pluviales sont transportées ensemble vers une station d'épuration où elles sont traitées avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

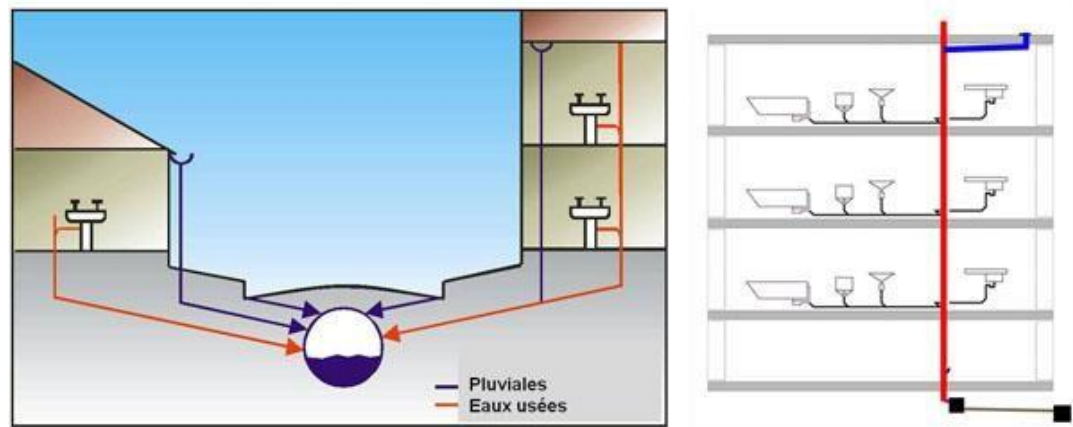


Figure III-2 : schéma d'un réseau unitaire

#### I Domaines d'utilisation privilégiés :

- Les zones urbaines où les réseaux d'assainissement ont été construits avant que les réglementations environnementales ne deviennent plus strictes.
- Les zones urbaines où les contraintes géographiques ou financières ne permettent pas de construire un réseau séparatif.

#### II Avantage :

- Coût de construction initial inférieur, car une seule canalisation est nécessaire pour collecter les eaux usées et pluviales.
- Possibilité de mieux utiliser les canalisations existantes.
- La combinaison des flux d'eau peut réduire les risques de pollution des eaux de surface.

#### III Inconvénients :

- Les risques de pollution sont plus élevés, car les eaux usées non traitées peuvent se déverser dans le milieu naturel en cas de pluies abondantes.
- Les capacités des stations d'épuration sont souvent limitées, ce qui peut entraîner des débordements d'eaux usées non traitées.
- La qualité de l'eau traitée peut être altérée par les fortes pluies, ce qui peut rendre le traitement plus coûteux.

#### IV Contraintes d'exploitation :



- Les réseaux unitaires nécessitent une maintenance plus fréquente pour éviter les obstructions et les débordements.
- Les fortes pluies peuvent entraîner des inondations et des débordements d'eaux usées non traitées, ce qui peut poser des problèmes de santé publique.
- Le traitement des eaux usées peut être plus coûteux en raison de la nécessité de traiter les eaux pluviales et les eaux usées ensemble.

2. **Réseau séparatif** : Le réseau séparatif est un système de collecte des eaux usées et des eaux pluviales dans des canalisations distinctes. Ce type de réseau est conçu pour séparer les eaux usées, qui doivent être traitées avant d'être rejetées dans l'environnement, des eaux pluviales, qui peuvent être rejetées directement dans un cours d'eau ou la mer. Les eaux usées sont transportées vers une station d'épuration, tandis que les eaux pluviales sont acheminées directement vers le milieu naturel.

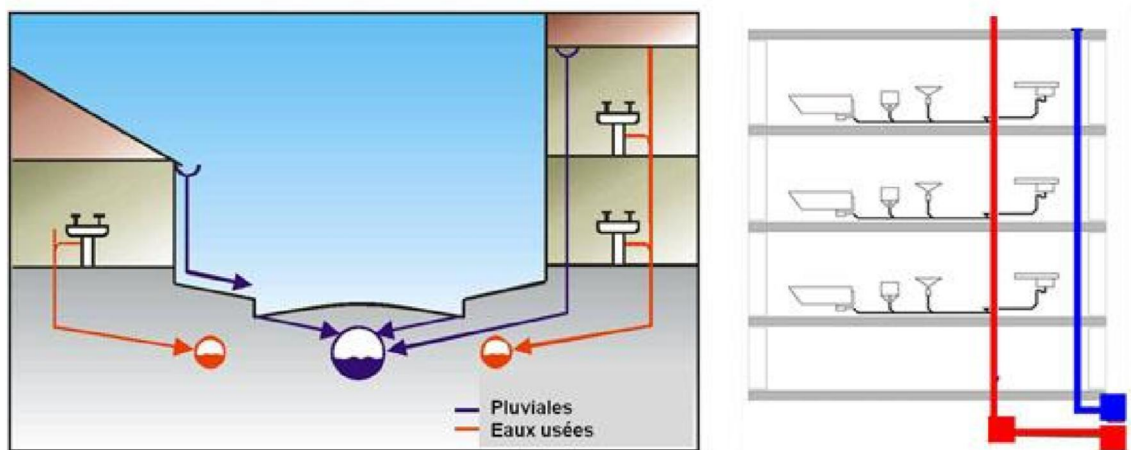


Figure III.3 : schéma d'un réseau séparatif (Souplast.com)

### I. Domaines d'utilisation privilégiés :

- Les zones urbaines où les réglementations environnementales sont plus strictes.
- Les zones urbaines où les terrains sont plats et les précipitations importantes, ce qui rend le drainage des eaux pluviales plus difficile.
- Les zones où les réseaux d'assainissement ont été construits après l'adoption des réglementations environnementales plus strictes.

## II. **Avantage :**

- Les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées séparément, ce qui permet un traitement plus efficace des eaux usées et réduit les risques de pollution des eaux de surface.
- Les réseaux séparatifs peuvent être conçus pour répondre aux exigences de qualité de l'eau plus élevées.
- Les stations d'épuration peuvent traiter les eaux usées sans être surchargées par les eaux pluviales.

## III. **Inconvénients :**

- Les coûts de construction sont plus élevés car deux réseaux de canalisation sont nécessaires.
- Les installations existantes doivent être modifiées pour séparer les eaux usées et les eaux pluviales.
- Les capacités des réseaux d'assainissement peuvent être surchargées par les eaux pluviales pendant les périodes de fortes précipitations.

## IV. **Contraintes d'exploitation :**

- Les réseaux séparatifs nécessitent une maintenance régulière pour éviter les obstructions et les débordements.
- Les stations d'épuration doivent être conçues pour traiter les eaux usées uniquement, ce qui nécessite des investissements plus importants.
- Les réseaux séparatifs peuvent être plus vulnérables aux fuites d'eaux usées car il y a plus de points d'accès dans le réseau.

3. **Réseau pseudo-séparatif :** Le réseau pseudo-séparatif est un système qui combine les aspects des réseaux unitaires et séparatifs. Dans ce type de réseau, les eaux usées et les eaux pluviales sont collectées dans des canalisations distinctes, mais ces canalisations sont combinées à certains points du réseau. Ce type de réseau est souvent utilisé lorsque les contraintes géographiques ou financières ne permettent pas de construire un réseau entièrement séparatif. Les eaux usées sont transportées vers une station d'épuration, tandis que les eaux pluviales sont acheminées directement vers le milieu naturel, après avoir été traitées pour éliminer les contaminants tels que l'huile et les métaux lourds.

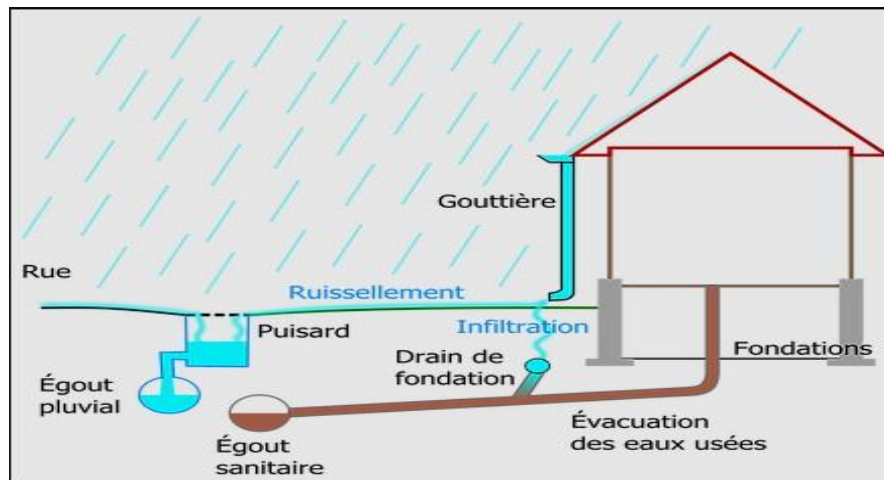


Figure III.4 : Schéma d'un réseau pseudo-séparatif(Souplast.com)

### I. Domaines d'utilisation privilégiés :

- Les zones urbaines qui ont été développées avant l'adoption des réglementations environnementales plus strictes.
- Les zones urbaines où les terrains sont en pente douce et où la collecte des eaux pluviales est plus difficile.

### II. Avantage :

- Le réseau pseudo-séparatif permet de collecter les eaux pluviales et les eaux usées dans un seul tuyau, ce qui réduit les coûts de construction par rapport aux réseaux séparatifs.
- Les eaux pluviales sont traitées par les stations d'épuration, ce qui permet une utilisation plus efficace des installations existantes.
- Les réseaux pseudo-séparatifs sont plus flexibles que les réseaux séparatifs, car ils permettent de répondre aux exigences environnementales tout en minimisant les coûts.

### III. Inconvénients :

- Les réseaux pseudo-séparatifs sont moins efficaces que les réseaux séparatifs en matière de traitement des eaux pluviales.
- Les réseaux pseudo-séparatifs nécessitent une maintenance régulière pour éviter les obstructions et les débordements.

- Les réseaux pseudo-séparatifs peuvent être plus vulnérables aux fuites d'eaux usées car il y a plus de points d'accès dans le réseau.

### IV. Contraintes d'exploitation :

- Les stations d'épuration doivent être conçues pour traiter les eaux pluviales et les eaux usées, ce qui nécessite des investissements plus importants.
- Les réseaux pseudo-séparatifs peuvent être surchargés par les eaux pluviales pendant les périodes de fortes précipitations.
- Les coûts de construction peuvent être plus élevés que pour les réseaux unitaires, en raison des exigences environnementales plus strictes

### III.4.2 Choix du système d'évacuation

- Les facteurs essentiels qui influent sur la sélection du système d'assainissement incluent :
  - - Lorsqu'il s'agit d'une extension du réseau, il est crucial de prendre en compte le système préexistant.
  - - La configuration du terrain naturel joue un rôle majeur.
  - - L'aspect économique est également important, ce qui nécessite une analyse comparative de différentes options.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet ;

Alors pour notre travail nous avons choisi le système unitaire vu que les surfaces des localités sont réduites et du fait que le système unitaire présente beaucoup d'avantages.

### III.5. Schémas d'évacuation

Un réseau d'assainissement est élaboré sous la forme d'un réseau ramifié, et on peut catégoriser les différentes structures en utilisant plusieurs schémas types..Dans cette partie, nous présentons les divers schémas rencontrés en pratique qui sont tributaires non seulement de la pente du relief mais également de la structure de l'agglomération et l'emplacement de l'exutoire .

#### III.5.1. Schéma perpendiculaire

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

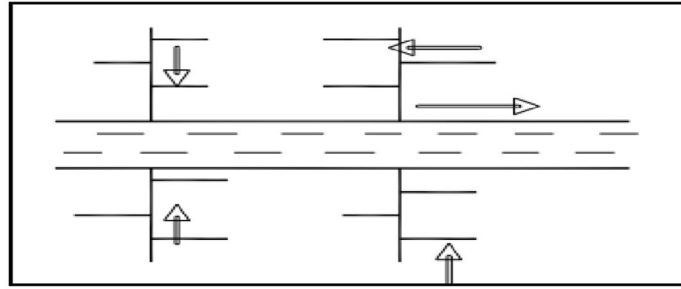


Figure III.5 : Schéma perpendiculaire

**III.5.2. Schéma par déplacement latéral**

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

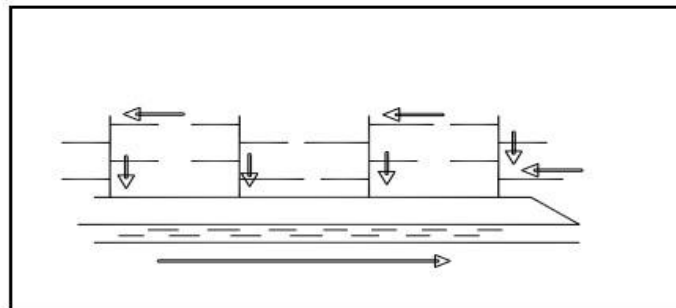


Figure III.6 : Schéma par déplacement latéral

**III.5.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique**

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

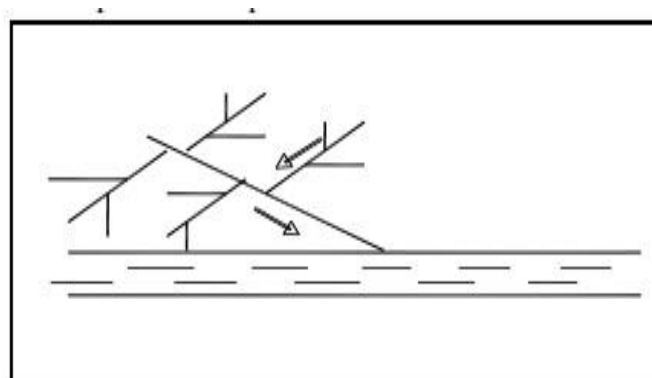
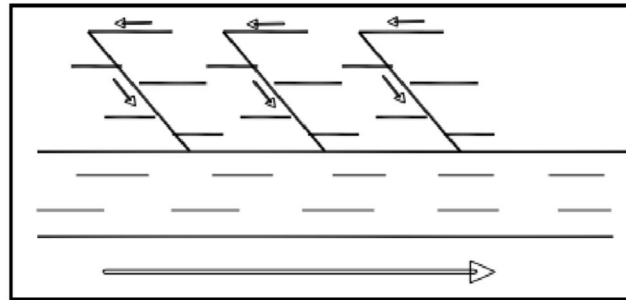


Figure III.7 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

**III.5.4. Schéma à collecteur étagé**

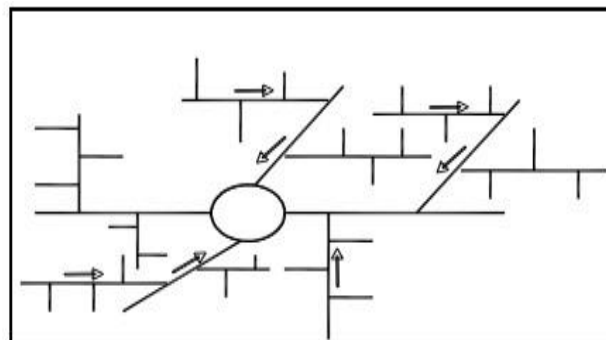
Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux



**Figure III.8 :** Schéma à Collecteur Etagé

**III.5.5. Schéma de type radial**

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.



**Figure III.9 :** schéma de type radial

**Remarque**

Pour notre projet, l'agglomération est formée de six localités qui sont disposées non loin l'une de l'autre. Nous avons déjà considéré que ces localités sont prises comme surfaces élémentaires. A la base de cette hypothèse, nous considérons que chacune de ces localités est drainée par un collecteur principal. La disposition de ces localité d'après le plan de masse nous conduit à un réseau inter localité(ou appelé intercommunal)

### **Conclusion**

En conclusion, la gestion hydraulique de l'eau et de l'assainissement est un élément clé de la planification urbaine, surtout dans une agglomération en pleine croissance. Les choix qui ont été fixés pour cette zone d'étude, tels que l'horizon de calcul de 2053, la population future de 5817 habitants, le système d'assainissement unitaire et le schéma perpendiculaire pour le réseau de collecte des eaux pluviales, permettent de répondre aux besoins futurs de la population tout en respectant les normes environnementales et de santé publique.

Le découpage en 06 sous-bassins permet de mieux appréhender les particularités de chaque zone et de dimensionner les canalisations et les ouvrages en fonction de ces spécificités. La mise en place d'un système de gestion des eaux pluviales et des eaux usées efficace et adapté aux besoins futurs de l'agglomération est donc essentielle pour garantir la qualité de l'environnement et la santé publique dans cette zone urbaine en croissance.

**Chapitre VI :**  
**Estimation des débits à évacuer**



## Introduction

Le réseau d'assainissement joue un rôle essentiel dans la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées de différentes natures. Ainsi, il est primordial d'effectuer une évaluation précise des débits d'eaux usées et pluviales avant de procéder au dimensionnement du réseau. L'objectif principal de cette évaluation est de déterminer la quantité des rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activités, qui varient selon la nature de chaque zone urbaine. Leur évacuation rapide et sécurisée est cruciale pour éviter tout risque de contamination pour l'homme et la pollution de l'environnement. Par conséquent, l'évaluation des quantités à traiter revêt une grande importance pour garantir la santé publique et la protection de l'environnement.

## VI.1. Origine et nature des eaux à évacuer

### VI.1.1. Les eaux usées

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre

(04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publiques.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

#### VI.1.1.1. Les eaux usées domestiques

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable, elle même fonction des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

### **VI.1.1.2. Les eaux usées des services publics**

Les eaux usées non domestiques proviennent des établissements ou d'installations publiques telles que les bâtiments administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique. L'évaluation de ces eaux prend en compte la quantité d'eau potable requise pour chaque activité, qui est mesurée en "équivalents habitants". Cette notion permet de définir une unité de mesure homogène pour tous les utilisateurs.

### **VI.1.1.3. Les eaux usées industrielles**

Les eaux provenant des activités industrielles sont influencées par divers facteurs, notamment :

- Le type d'industrie (fabrication ou transformation)
- Les procédés de fabrication utilisés
- Le taux de recyclage réellement mis en œuvre

L'estimation de la quantité d'eau évacuée par les industries peut se baser sur deux principes distincts :

1. Pour les industries de production, l'attention se porte sur la production de biens, impliquant l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire pour atteindre le produit fini.
2. Dans le cas des industries de transformation, l'intérêt se porte sur le nombre d'employés de l'industrie et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chaque travailleur.

Outre la quantité d'eaux usées à évacuer, il y a d'autres paramètres à prendre en compte lors de la collecte et l'évacuation des eaux usées. Par exemple, la température élevée des eaux usées peut endommager les canalisations. Pour éviter cela, la température des eaux usées chaudes doit être maintenue à moins de 35°C.

En outre, la composition chimique des eaux usées peut également poser des problèmes, notamment en cas de présence de matières corrosives telles que des acides ou des bases, des substances toxiques ou des métaux lourds. Pour éviter les risques pour la santé humaine et l'environnement, il est nécessaire d'effectuer un prétraitement des effluents à l'intérieur des unités industrielles avant leur évacuation dans les réseaux d'assainissement.

### VI.1.1.4. Les eaux parasites

Les eaux claires parasites font généralement référence à toutes les eaux issues du drainage, des infiltrations après une précipitation ou de la montée de la nappe phréatique. Ces eaux s'infiltrent habituellement dans les collecteurs de la manière suivante :

- Par le biais de joints mal confectionnés, souvent dus à un mauvais raccordement ou à une pose inadéquate des canalisations.
- En raison de fissures dans les collecteurs provoquées par le tassement du sol autour des conduites ou par les racines des arbres à la recherche d'humidité, un phénomène connu sous le nom d'hydrotropisme.

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration.

Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

### VI.1.2. Les eaux pluviales

Les eaux pluviales sont des eaux de surface provenant principalement des précipitations atmosphériques, qui doivent être collectées et dirigées vers les canalisations d'évacuation pour éviter les risques d'inondation. Les eaux provenant d'arrosage, de lavage des marchés, des rues, des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont considérées comme des eaux pluviales et sont collectées par des ouvrages dédiés à cet effet, sauf dans les systèmes unitaires. Au début d'une pluie, les eaux pluviales contiennent une quantité plus importante de matières organiques, particulièrement dans les agglomérations à prédominance industrielle, en raison du lessivage des surfaces. De plus, ces eaux transportent du sable qui peut s'accumuler dans les canalisations en cas de ralentissement de l'écoulement.

### VI.2. Estimation des débits des eaux usées

L'estimation quotidienne des eaux usées à évacuer repose sur la consommation d'eau potable. La quantité de rejets dépend de la nature de l'agglomération ainsi que des différentes formes d'urbanisation, qu'il s'agisse d'établissements publics ou privés, d'industries, ou d'usines, entre autres. En général, une agglomération fortement urbanisée génère une plus grande quantité d'eau rejetée.

## VI.2.1. Débits des eaux usées domestiques

Il est important de noter que l'eau consommée par l'utilisateur n'est pas entièrement rejetée dans le réseau. En fait, il est généralement accepté que la quantité d'eau évacuée ne représente que 70% à 80% de l'eau consommée.

### VI.2.1.1. Débit moyen journalier

Pour estimer le débit des eaux usées à évacuer, on se réfère à la quantité d'eau potable consommée. Le débit moyen quotidien des rejets peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

-  $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$ : débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)

- $N_{\text{hab}}$  : nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2053 (**5817 habitants**).
- $K_r$  : coefficient de rejet est estimé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D$  : dotation journalière estimée à 200 L/hab/j.
- Le terme  $\frac{1}{86400}$  est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

### VI.2.1.2. Débit de pointe d'eaux usées

Tout comme la consommation, les déversements d'eaux usées varient également au cours de la journée. Par conséquent, il est nécessaire de calculer le débit de pointe des eaux usées, qui peut être obtenu en utilisant la formule suivante :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

-  $Q_p^{\text{dom}}$ : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).

-  $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$ : débit moyen journalier rejeté (L/s).

- $K_p$  : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad (\text{VI-3})$$

$$\text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s}$$

$$K_p=3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s}$$

### VI.3.Evaluation des débits des équipements

Nous avons déjà évoqué les différents équipements existants et prévus dans l'agglomération. Maintenant, il sera procédé au calcul des débits de ces équipements pour estimer le débit des eaux usées dans chaque surface élémentaire.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau N° VI.1 comme suit :

Tableau VI.1 : Calculs des débits pour chaque surface élémentaire

N S/B	N(hab)	Dotation (l/s/hab)	Qusée domestique (l/s)	Equipements	Nombre par équipement	Dotation (l/j/unité)	Qéquipe(l/s)	Qmoyj(l/s)	K P	Qpt (l/s)	Qinf (l/s/hab)	A(ha)	Qinf (l/s)	Qt(m3/s)
L1	856	200	1,29	Mosquée	100	10	0,01	1,60	3	4,79	0,15	11,5	1,72	0,007
L2	819	200	2,07	Mosquée	150	10	0,02	1,73	3	5,20	0,15	14,8	2,22	0,007
				CEM	890	15	0,15							
				Ecole primaire	250	15	0,04							
L3	571	200	1,65	mosquée	200	10	0,02	1,23	3	3,70	0,15	16,4	2,46	0,006
				CEM	870	15	0,15							
				locaux commerciaux	10	10	0,00							
L4	1622	200	1,34	Lycée	480	15	0,08	3,12	3	9,35	0,15	8,6	1,29	0,011
				Primaire	170	15	0,03							
L5	1193	200	3,17	Lycée	980	15	0,17	2,41	3	7,23	0,15	15,7	2,35	0,01
				mosquée	250	10	0,03							
				poste	5	10	0,00							
				locaux commerciaux	15	10	0,00							
L6	753	200	1,25	Mosquée	100	10	0,01	1,41	3	4,22	0,16	11	1,71	0,006

## VI.4. Evaluation des débits des eaux pluviales

Les eaux pluviales proviennent des précipitations atmosphériques, et elles englobent également les eaux d'arrosage, de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, ainsi que les eaux de vidange de bassins de natation. Ces eaux sont principalement constituées par les ruissellements en surface.

Pour estimer les eaux pluviales, conformément au chapitre 03, nous utilisons une hypothèse où chaque localité est traitée comme une surface élémentaire. Ensuite, à chaque surface élémentaire, un coefficient de ruissellement pondéré est attribué en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est réalisée à l'aide de différentes méthodes, notamment la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

### VI.4.1. Choix de la méthode

Selon les conditions limites de chacune de ces méthodes, et en tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, la pente, et le coefficient de ruissellement, donc la méthode rationnelle est la plus appropriée à notre cas.

#### VI.4.1.1. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle est entièrement basée sur le découpage de la surface urbaine en secteurs délimités par des lignes isochrones lorsque la zone est étendue. Elle vise à estimer les débits pluviaux résultant d'une averse d'intensité moyenne "i" constante pendant la période de précipitation, sur des zones d'influence de superficie "A" caractérisées par un coefficient de ruissellement "Cr". Cependant, il est essentiel de prendre en compte la non-uniformité de l'intensité de la pluie, ce qui signifie que l'averse a un point central et se propage dans l'espace. Par conséquent, l'application d'un coefficient de répartition de la pluie est nécessaire pour une estimation précise. La méthode rationnelle peut être formulée de la manière suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (VI.4)$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- Cr : coefficient de ruissellement.

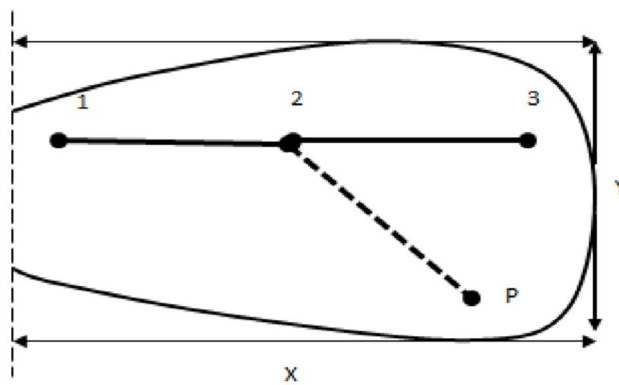
- **i** : Intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre II (Etude hydrologique) prise égale à  $i = 143$  (l / s / ha).

-  **$\alpha$**  : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité.

Le coefficient correcteur d'intensité «  $\alpha$  » est déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes et de fortes intensités.

Ce coefficient est estimé selon la forme de la surface urbanisée :

- Si la surface du bassin à drainer est inférieure ou égale à 10 hectares, on prend  $\alpha = 1$ .
- Sinon, on le calcule suivant le cheminement hydraulique le plus long et la géométrie de la surface (voir Figure VI-1)



**Figure VI-1** : Principe schématique de détermination du coefficient «  $\alpha$  »

Tel que :

P : Le point qui se trouve en amont du collecteur 1-2.

P-2 : La distance entre le point 2 et p.

**Tableau VI-2** : Valeurs du coefficient réducteur «  $\alpha$  », en fonction de la distance (p-2)

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
<b>Y &lt; X/2</b>	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
<b>Y &gt; X/2</b>	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75
(p-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
<b>Y &lt; X/2</b>	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
<b>Y &gt; X/2</b>	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Source (Polycopies d'assainissement B.SALAH, 2014)



### a-Hypothèses de la méthode

Le débit de pointe  $Q_{\text{pluv}}$  est mesuré au point de sortie uniquement lorsque la durée de l'averse dépasse le temps nécessaire pour que l'eau s'écoule du bassin versant vers cet endroit.

Le débit de pointe correspond à l'intensité moyenne de la pluie qui le génère, avec la même période de retour.

Le débit de pointe est directement lié à l'intensité moyenne sur une période égale au temps de concentration du bassin versant.

### b-Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est particulièrement adaptée aux surfaces de taille relativement restreinte. Les résultats sont plus précis pour les surfaces plus petites en raison de la capacité à estimer correctement le coefficient de ruissellement. Elle convient principalement aux petites surfaces où le temps nécessaire pour que l'eau s'écoule ne dépasse pas 30 minutes.

### c-Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3. \quad (\text{VI.5})$$

Tel que :

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

$$t_1 = \frac{L}{60.V} \quad (\text{VI.6})$$

- $t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;
- $t_3$  : Temps de ruissellement dans une surface ne comportant pas de canalisations ;

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (\text{VI.7})$$

Avec :

- $I$  : La pente du terrain (%)
- $L$  : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Il existe trois scénarios possibles à considérer :

1. Si le bassin ne possède pas de canalisation, le temps de concentration est égal à t3.
2. Si le bassin est équipé d'un parcours en surface suivi d'une canalisation, le temps de concentration est égal à la somme de t1 et t3.
3. Si le bassin est urbanisé et comprend une canalisation, le temps de concentration est égal à la somme de t1 et t2.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$T_c = 3.98 \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \quad \text{(VI.8)}$$

Avec :

- I : La pente du terrain (%)
- L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Dans notre projet, le tissu à l'horizon future est considéré comme urbanisée nous avons pris par hypothèse que le temps de concentration sera pris égale à :  $T_c = t_1 + t_2$

Les résultats obtenus par la méthode rationnelle sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3** : Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire

N S/B	Ai	Cri	$\alpha$	i(l/s/ha)	Ql (l/s)	Ql(m3/s)
L1	11,5	0,8	0,7	143	1000,6	1,00
L2	14,8	0,7	0,69	143	1109,2	1,12
L3	8,6	0,75	1	143	1000,2	1,01
L4	16,4	0,6	0,68	143	1036,8	1,04
L5	15,7	0,8	0,69	143	1343,0	1,35
L6	11	0,6	0,68	143	693,1	0,70

## VI.6. Calcul du débit total

Tant que le réseau choisi est unitaire, il nous reste à calculer le débit total dans chaque surface élémentaire, qui sera égale à la somme des débits pluviaux, parasites et usées.

Le tableau VI.3 suivant récapitule le débit total dans chaque surface élémentaire :

**Tableau VI.4 :** Calcul de débit pour chaque surface élémentaire

N S/B	Qt(usée+inf) (m3/s)	Qpluviale (m3/s)	Qt(m3/s)
L1	0,01	1,00	1,01
L2	0,008	1,12	1,12
L3	0,006	1,01	1,01
L4	0,011	1,04	1,05
L5	0,01	1,35	1,36
L6	0,006	0,70	0,71

## Conclusion

Ce chapitre a abouti à la quantification du débit total à évacuer, incluant les débits d'eaux usées, d'eaux parasites et d'eaux pluviales. Il a permis d'évaluer les superficies et les débits pour chaque unité de surface. Ces superficies varient entre 8,6 hectares et 16,5 hectares, avec des débits variant entre 0,71 mètres cubes par seconde et 1,36 mètres cubes par seconde. Ces valeurs seront essentielles pour réaliser un calcul hydraulique précis, visant à dimensionner correctement toutes les composantes du réseau choisi ainsi que ses ouvrages annexes.

## **Chapitre V**

### **Dimensionnement du réseau d'assainissement**

## Introduction

L'objectif de ce chapitre est le dimensionnement du réseau d'évacuation des localités en question. Les réseaux d'assainissement doivent garantir une évacuation rapide des eaux usées des habitations et un transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

### V.1. Principe de conception d'un réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement nécessite de prendre en compte les éléments essentiels suivants :

1. Collecteurs :  
Ils doivent être dimensionnés pour transporter efficacement les débits provenant des conduites raccordées. Leur emplacement, leur profondeur, leurs dimensions (diamètres intérieur et extérieur) et leurs pentes doivent être soigneusement définis.
2. Regards :  
Les regards de visite et de jonction sont des éléments importants du réseau d'assainissement. Leur emplacement stratégique, leur profondeur et leurs côtes doivent être précisément déterminés pour faciliter l'inspection, la maintenance et le bon fonctionnement du système.
3. Écoulement gravitaire :  
Dans la plupart des situations, le réseau d'assainissement fonctionne par écoulement gravitaire, c'est-à-dire que les eaux usées s'écoulent naturellement vers les points les plus bas. Toutefois, des dispositifs de relevage peuvent être nécessaires dans certains cas particuliers, tels que les contre-pentes, pour garantir le bon écoulement des eaux.

En considérant ces points essentiels, la conception d'un réseau d'assainissement efficace et fonctionnel peut être réalisée.

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, nous considérons les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Qps » supposé comme débit maximum

### V.2. Mode de dimensionnement des canalisations

#### V.2.1. Base de calcul

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de continuité:

$$Q = V \times Sm \dots\dots\dots (V.1)$$

# Chapitre V dimensionnement du réseau d'assainissement

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m<sup>3</sup>/s).
- Sm : section mouillée (m<sup>2</sup>).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = C \times \sqrt{Rh \times I} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- Rh : rayon hydraulique (m), donné par :

Où :

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} \dots \dots \dots (V.3)$$

- Pm : le périmètre mouillé (m).

## V.2.2. Formule de Manning-Strickler :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times Rh^{1/6} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = K \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \dots \dots \dots (V.5)$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \times Sm \dots \dots \dots (V.6)$$

### • Procédé de calcul

- 1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- 2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left( \frac{3,2036 \times Qt}{K_S \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots \dots \dots (V.7)$$

Où :

$$Qt = Q_{eu} + Q_{pl} \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec :

- Q<sub>eu</sub> (m<sup>3</sup>/s) : Débit d'eaux usées.
- Q<sub>pl</sub> (m<sup>3</sup>/s) : Débit d'eau pluvial.

**Tableau V.1 :** Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

Type de matériaux	Coefficient de rugosité « Ks »
Conduites métallique rivée ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites et fontes ou en béton (très vieilles)	70
Conduites en fontes en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibrociment, en tôle sans soudures, Acier galvanisé	90
Font revêtue intérieurement neuve	90
Conduite en PV, PEHD	100

Source : BOURRIER.R (2008)

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « DN ».

4- La vitesse à pleine section est calculée

Pour un rayon hydraulique  $Rh = \frac{Dn}{4}$  ;

on a :

$$Vps = K \times \left(\frac{Dn}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(V.9)$$

Le débit à pleine section:

$$Qps = \pi \times \frac{Dn^2}{4} \times V \dots\dots\dots(V.10)$$

5- Le rapport des débits :

$$Rq = \frac{Qt}{Qps} \dots \dots \dots (V.11)$$

6-Le rapport des vitesses :

$$Rv = \frac{vmoy}{vps} \dots \dots \dots (V.12)$$

7- Le rapport des hauteurs :

$$Rh = \frac{H}{Dnor} \dots \dots \dots (V.13)$$

**V.2.3. Formule de BAZIN :**

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \dots \dots \dots (V.14)$$

Où :

-  $\gamma$  : un coefficient qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées

• **Réseau unitaire :**

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Ainsi, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris

$$\gamma = 0.46 ;$$

le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 60 \times Rh^{1/4} \dots \dots \dots (V.15)$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$V = 60 \times Rh^{3/4} \times I^{1/2} \dots \dots \dots (V.16)$$

$$Q = 60 \times Rh^{3/4} \times I^{1/2} \times Sm \dots \dots \dots (V.17)$$

• **Les abaques de Bazin :**

Les abaques, qui sont présentés en annexe, ont été développés en utilisant la formule de Chézy-Bazin comme base. Pour tenir compte de la nature de l'effluent, du matériau de la canalisation et du type de joint, le coefficient "K" de la formule de Manning-Strickler a été fixé à K = 90. Ces abaques sont spécialement conçus pour les débits à pleine section avec un rayon hydraulique (Rh) égal à la moitié du diamètre (Dn/4).



Ils sont regroupés comme suit :

- Abaque 1 : destiné aux réseaux pluviaux en système séparatif ou aux réseaux unitaires.
- Abaque 2-a : destiné aux canalisations circulaires.
- Abaque 2-b : destiné aux canalisations ovoïdes.

En outre, il existe deux nomogrammes, le 3-a et le 3-b, qui illustrent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage. Ces nomogrammes sont fournis pour évaluer les caractéristiques de capacité des conduites ou pour évaluer les possibilités d'autonettoyage. Le 3-a est destiné aux ouvrages circulaires, tandis que le 3-b est prévu pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

- **Procédé de calcul :**

1- A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « DN », la vitesse à pleine section « vps » et le débit à pleine section « Qps » d'où on peut déterminer le rapport des débits

« r<sub>Q</sub> » en utilisant la relation (V.11).

2- D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) :

En connaissant le rapport des débits « r<sub>Q</sub> », on peut tirer le rapport des vitesses « rv » et le rapport des hauteurs « rH » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H »

- **Conditions d'auto curage**

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour  $\frac{1}{10} Qps$  :  $V \geq 0.6 \text{ m/s}$

2- Pour  $\frac{1}{100} Qps$  :  $V \geq 0.3 \text{ m/s}$

Ces limites sont respectées avec :

- vps = 1 m/s ; pour une section circulaire.

$$\left( r_q = 0.1 \rightarrow rv = \frac{v}{vps} = 0.55 \rightarrow vps \geq 1 \text{ m/s} \right)$$

- vps = 0.9 m/s ; pour une section ovoïde.

### V.3. Normes d'écoulement et d'implantation :

#### Canalisations :

Voici quelques recommandations importantes :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 315 mm pour prévenir les risques d'obstruction.

- Il est essentiel de prévoir des pentes suffisantes pour l'autonettoyage dans la canalisation amont, avec une pente minimale de 0,2%.
- Il est recommandé d'éviter autant que possible le pompage des eaux usées.
- La couverture minimale de la canalisation doit être d'au moins 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit d'environ 4 m/s, et cette limite correspondante est indiquée sur les abaques.

### • Dimensionnement du réseau d'assainissement

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

CR : cotes projets (m)

L : longueur de conduite entre deux regards(m)

I: pente (%)

Q: débit total (m<sup>3</sup> /s)

Qps: débit à pleine section (m<sup>3</sup> /s)

Vps : vitesse à pleine section (m/s)

Dnor: diamètre normalisé (mm)

Rq : rapport des débits

Rh : rapport des hauteurs

Rv : rapport des vitesses

H : hauteur de remplissage (mm)

- Choix des matériaux :

Pour D < 630 mm => Conduite en PEHD ondulé

Pour D > 630 mm => Conduite en Béton Armé Type 135A

Dmin = 315 mm.

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres Hydrauliques sont résumées dans les tableaux aux annexes

### Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité la dimension hydraulique du projet, en particulier le dimensionnement du réseau d'assainissement. Après avoir dimensionné les collecteurs principaux et secondaires et déterminé leurs caractéristiques hydrauliques, nous avons vérifié que les vitesses requises pour l'autonettoyage sont respectées et conformes aux normes.

**Chapitre VI**  
**ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET**  
**OUVRAGES ANNEXES**

### **Introduction :**

Le réseau d'assainissement, essentiel au bon fonctionnement de la collectivité, doit être étanche et durable. Il assure une évacuation rapide des eaux de pluie et le transport hygiénique des eaux usées. Les ouvrages principaux couvrent l'ensemble du réseau, tandis que les ouvrages annexes facilitent son exploitation rationnelle (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage, etc.).

Ce chapitre a pour objectif la présentation descriptive des différents ouvrages hydrauliques destinés pour l'assainissement de notre agglomération.

### **VI.1. Les ouvrages principaux**

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration. Ils comprennent les conduites et les joints. Ces tuyaux se présentent par tronçon de diamètre croissant de l'amont vers l'aval. Dans notre projet, ce principe est considéré notamment pour les collecteurs principaux et secondaires.

#### **VI.1.1. Les canalisations**

Elles se présentent sous plusieurs formes :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, le plus souvent normalisé ou construit sur place, ils peuvent être visitables ou non visitables.
- Des tuyaux ovoïdes préfabriqués en usine et normalisés.
- D'ouvrages visitables de profit particulier réservé aux émissaires importants d'évacuation et qui sont en usage dans les grandes villes.

Dans le cas de notre système projeté, nous utilisons les tuyaux cylindriques vue leur pratique technique plus préférables que les tuyaux ovoïdes.

#### **VI.1.2. Matériaux des canalisations**

- Les tuyaux en béton non armé
- Les tuyaux en béton armé
- Les tuyaux en fibre-ciment
- Les tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC)
- Lestuyaux en fonte

### VI.1.3. Choix du type de canalisation

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

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

#### Remarque

Le sol de notre agglomération ne présente pas une agressivité remarquable vis à vis du matériau des collecteurs .Par mesure de sécurité nous optons pour des collecteurs en PEHD. Ondulé pour tout le réseau et le Béton Armé pour les tronçons qui passent par la chaaba 'oued '.

#### i. PEHD Ondulé Renforcé

Les collecteurs en PEHD Ondulé Renforcé dispose de plusieurs avantages :

- Une Matériau Résistant à La Corrosion :
- Une durée de vie supérieure à 100 ans
- Une Absence de couche de protection interne ou externe, d'enveloppe ou autre protection anticorrosion.
- un Coût d'entretien faible Poids.
- 1/10 ème du poids du tube équivalent en béton.
- un Faible coût de transport.
- Pas d'équipement lourd pour la manutention.
- Un plus grand métrage du tube transporté signifie un coût inférieur à la livraison.
- Une Paroi Interne Particulièrement Lisse.
- Une Réduction des dépôts.
- Un Coût de nettoyage réduit.

**Béton armé**

Les collecteurs en béton armé présentent :

- Une Résistance structurelle élevée.
- Une Durabilité à long terme.
- Une Étanchéité efficace.
- Une Stabilité dimensionnelle face aux variations environnementales.
- Une Capacité de charge élevée.

**VI.1.4. Les essais de conduites préfabriqués**

Afin d'assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, plusieurs essais sont nécessaires, notamment des essais d'écrasement, d'étanchéité et de résistance à la corrosion. Ces essais sont essentiels pour garantir la qualité, la durabilité et la performance des conduites. Ils permettent de vérifier la capacité des conduites à résister aux charges, à maintenir une étanchéité efficace et à prévenir les effets néfastes de la corrosion, assurant ainsi un fonctionnement fiable du système de conduites préfabriquées.

**A. Essai à l'écrasement :**

L'essai à l'écrasement des conduites préfabriquées est réalisé à l'aide d'une presse automatique qui enregistre les efforts appliqués. Il est essentiel que ces efforts soient répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. Cette répartition uniforme permet de simuler les charges réelles auxquelles la conduite sera soumise lors de son utilisation, assurant ainsi une évaluation précise de sa résistance à l'écrasement. En enregistrant les efforts appliqués, il est possible d'analyser les performances de la conduite et de s'assurer qu'elle répond aux normes et aux exigences de résistance en vigueur.

**B. Essai d'étanchéité :**

L'essai d'étanchéité est une étape obligatoire à la fois à l'usine et sur le chantier lors de l'installation de conduites préfabriquées. À l'usine, la conduite est remplie d'eau et maintenue debout en béton. La diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures. Sur le chantier, l'un des trois essais suivants peut être envisagé :

- Essai à l'eau : Il est effectué pendant 30 minutes pour les faibles diamètres et pour les joints. La pression est augmentée jusqu'à 3 bars afin de vérifier l'étanchéité de la conduite.

**Essai à la fumée : Cet essai peut être réalisé en l'absence de vent et lorsque la**

- conduite n'est pas humide. Il permet de détecter d'éventuelles fuites d'air en injectant de la fumée dans la conduite et en vérifiant s'il y a des échappements visibles.
- Essai à l'air sous pression : La conduite est soumise à une pression d'un bar pendant 30 minutes, puis à une pression de 0,5 bar pendant 3 minutes, pour les conduites circulaires. Cela permet de vérifier l'étanchéité de la conduite en simulant les conditions de fonctionnement réelles.

### **C. Essai de corrosion (chimique):**

Les conduites en béton ou en amiante-ciment sont largement utilisées mais sont également les plus sujettes à la corrosion par l'hydrogène sulfuré. La détérioration du béton commence par une diminution du pH en surface due au lessivage de l'excès de chaux et à la carbonatation par le dioxyde de carbone.

L'épreuve de corrosion consiste à ajouter différents acides tels que l'acide chlorhydrique, l'acide nitrique et l'acide sulfurique. Après un lavage à l'eau douce et un séchage à l'étuve, l'échantillon est pesé. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

### **VII.5. Différentes actions supportées par la conduite**

Les canalisations doivent résister à diverses contraintes extérieures et intérieures, notamment les contraintes mécaniques, statiques et chimiques.

a) Contrainte mécanique : Cette contrainte résulte de l'abrasion causée par les particules de sable et de gravier présentes dans le remblai et le radier des canalisations. Cette abrasion peut entraîner la détérioration des parois internes en raison de l'érosion, principalement due à des vitesses élevées imposées par le relief environnant.

b) Contrainte statique : Les contraintes statiques sont liées aux charges fixes ou mobiles, telles que le poids du remblai, le mouvement de l'eau à l'intérieur des canalisations, ainsi que les charges générées par le trafic routier.

c) Contrainte chimique : Ces contraintes se produisent généralement à l'intérieur de la conduite. Une diminution du pH peut favoriser la croissance de bactéries acidophiles, qui peuvent à leur tour contribuer à la formation d'acide sulfurique (H<sub>2</sub>S) corrosif et nocif pour les canalisations.

#### VI.1.6. Les joints des conduites

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).

Voici ce que nous avons utilisé comme types de joints pour les collecteurs de type de matériau en PEHD

1. Joint à emboîtement : Ce type de joint est simple à installer et ne nécessite pas d'outils spéciaux. Les bagues d'étanchéité en caoutchouc permettent de garantir une étanchéité fiable entre les tuyaux, tout en offrant une certaine flexibilité pour absorber les mouvements et les déformations.
2. Joint électrosoudable : Ce type de joint crée une connexion solide et homogène entre les tuyaux en utilisant la technique de l'électrofusion. Il offre une excellente étanchéité et résistance mécanique, et est particulièrement adapté aux applications nécessitant une résistance élevée à la pression.

-pour les conduites en béton armé passant par un oued, les joints les plus recommandés sont généralement les suivants :

##### 1- Joint de béton armé préfabriqué :

Ce type de joint préfabriqué est souvent utilisé dans les projets d'assainissement en Algérie. Il offre une installation plus rapide et facilite le processus de construction des conduites en béton armé. Ces joints préfabriqués en béton armé sont conçus pour garantir une étanchéité fiable et une connexion solide entre les sections de conduites.

- 2- Joint de mortier : Les joints de mortier sont également couramment utilisés en Algérie. Le mortier est appliqué autour des extrémités des sections de conduites pour former un joint étanche et durable. Il offre une bonne résistance à l'eau et peut être adapté aux conditions spécifiques de l'oued. (Figure 6.1)





**FigureVI.1** : joint de mortier

### **VI.1.7. Pose de canalisation :**

#### **A. Les conditions déposent :**

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations sont les suivantes :

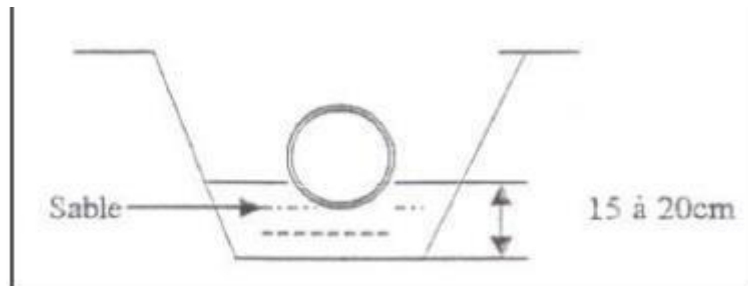
- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80cm au départ.
- D'éviter de déposer les tuyaux sur des surfaces irrégulières ou des tas de matériaux qui pourraient concentrer les efforts d'écrasement et les soumettre à une flexion longitudinale excessive.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne afin que les tuyaux reposent uniformément le long de leur longueur.
- De déplacer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches pour éviter l'accumulation d'eau qui pourrait compromettre la stabilité des tuyaux.
- D'éliminer tous les points durs du fond de fouille tels que les grosses pierres, les crêtes rocheuses ou les vieilles maçonneries, car ils peuvent créer des surfaces inégales ou des points de concentration des contraintes.

- **Terrain normal :**

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm. Le fond de fouille doit être exempt de massifs durs tels que les grosses pierres, les rochers ou les vieilles maçonneries. Les joints entre les sections de canalisation doivent être réalisés avec soin, en suivant les recommandations du fabricant des conduites.

Il est essentiel de garantir une base solide et régulière pour la canalisation en utilisant un lit de sable adéquat. Cela permet de répartir les charges de manière uniforme sur la conduite et de minimiser les contraintes excessives. De plus, des

jointes bien réalisés assurent l'étanchéité du réseau d'assainissement et préviennent les fuites.



**FigureVI-2:** Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

## VI.2. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau. Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

### VI.2.1.Ouvrages normaux

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

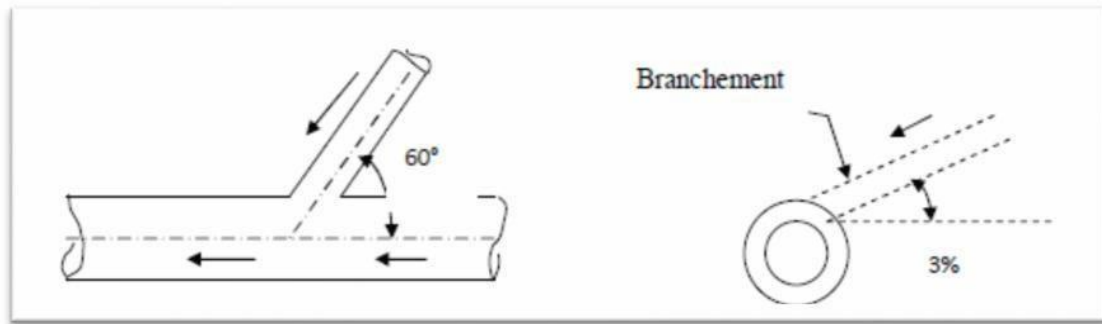
#### VI.2.1.1.Les branchements

Les branchements ont pour rôle de collecter les eaux usées et les eaux pluviales des immeubles. Un branchement se compose de trois éléments essentiels :

1. Un regard de façade : Il doit être situé en bordure de la voie publique, au plus proche de la façade de la propriété connectée, afin de faciliter l'accès aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.

2. Des canalisations de branchement : Elles sont de préférence raccordées selon une inclinaison oblique de  $45^\circ$  ou  $60^\circ$  par rapport à l'axe général du réseau public.

3. Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement : Ces dispositifs dépendent de la nature et des dimensions du réseau public auquel le branchement est raccordé.



**Figure VI.3** : Exemple d'un branchement simple

#### VI.2.1.2. Fossés

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

#### VI.2.1.3. Caniveaux

Ils sont conçus pour collecter les eaux de pluie qui s'écoulent sur la surface de la chaussée et des trottoirs, puis les acheminer vers les grilles d'égout.

#### VI.2.1.4. Bouches d'égout

Les grilles d'égout ont pour objectif de rassembler les eaux de surface, notamment les eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont habituellement positionnées soit aux points les plus bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance typique entre deux grilles d'égout est d'environ 50 mètres, et la taille de leur ouverture dépend de l'espace entre ces deux grilles, afin de pouvoir absorber efficacement le débit d'orage qui arrive en amont.

Elles peuvent être classées en deux types :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral ;
- Le mode de pénétration des eaux de ruissellement par le haut

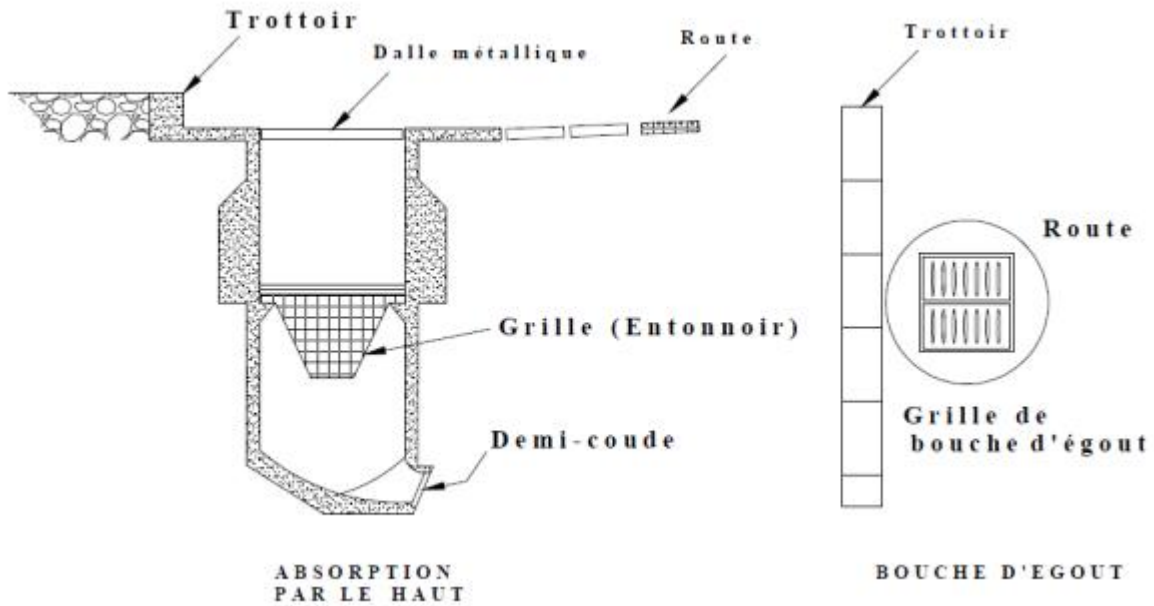


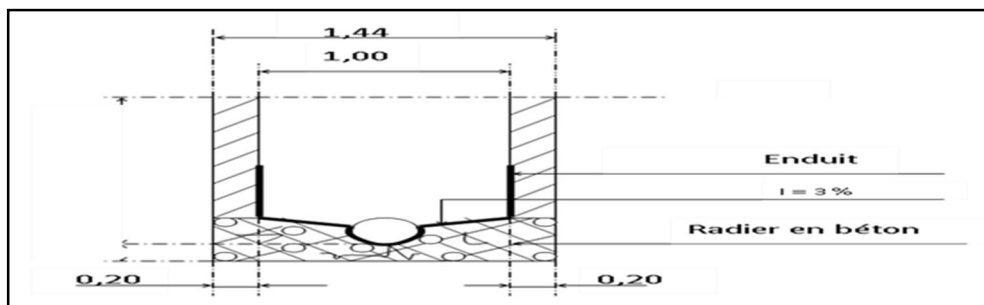
Figure VI.4 : Exemple d'une bouche d'égout (Pénétration par le haut )

Dans notre cas, nous avons opté aux bouches d'égout données par la figure VI-4

**VI.2.1.5. 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, .On distingue différents types de regards :

- **Les regards simples** : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents. Dans notre projet , ce type de regard est utilisé pour tous les collecteurs du réseau, vu leur rôle de raccordement et de ventilation.



FigureVI-5 : Exemple d'un regard simple

- **Les regards latéraux** :

Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important. Pour notre agglomération, ce type de regard n'a pas été considéré vu la largeur de la chaussée qui est acceptable.

- **Les regards toboggan :**

En cas d'exhaussement de remous. Ce type de regard a été utilisé dans les points suivants

(R324, R311, R247, R232, R207, R184, R181, R115, R103, R408)

- **Les regards de chute :**

En cas de forte pente pour briser l'énergie cinétique. vu que la pente est régulière dans notre cas, ce type de regard n'a pas été utilisé.

- i.** La distance entre deux regards est variable selon la topographie de terrain :

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

- ii.** L'implantation des regards doivent être :

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

Pour notre agglomération nous avons utilisé deux cas d'implantation des regard, vu que la différence de terrain que nous avons.

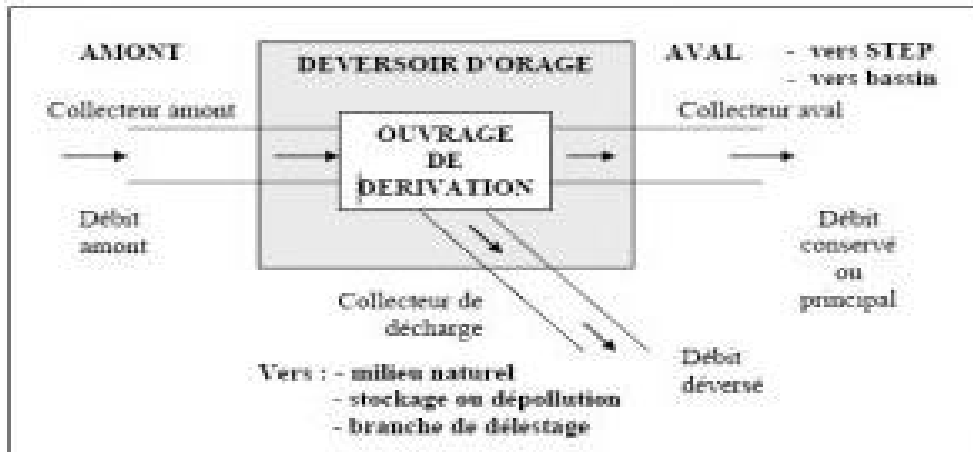
### **VI.2.2. Ouvrages spéciaux**

A la différence des ouvrages normaux, ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général des réseaux. Cependant, dans de nombreux cas, il convient de recourir à tel ou tel ouvrage :

- Soit pour résoudre certains problèmes qui apparaissent au stade de l'étude, comme l'incapacité d'auto-curage et le risque d'ensablement des sections à faible pente
- Soit pour optimiser le projet sous le double aspect technique ou (et) financier avec la création de déversoir d'orage, de bassin de stockage.
- Soit encore pour tourner certaines difficultés physiques ou topographiques.

### VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est constitué d'un ensemble de mécanismes conçus pour évacuer les débits de ruissellement excédentaires en les déversant au-dessus, de manière à alléger la charge du réseau en aval. Les déversoirs ont une importance cruciale, particulièrement dans la planification des réseaux d'assainissement en système unitaire.



**Figure VI.5 :** Schéma du principe de fonctionnement d'un déversoir d'orage

→ **Avant de concevoir les déversoirs d'orage, plusieurs éléments doivent être vérifiés :**

1. L'examen du milieu récepteur et de son équilibre après le rejet des effluents, y compris l'établissement d'un degré de dilution en fonction de la capacité d'auto-épuration du milieu.
2. L'évaluation des débits appropriés en tenant compte de la valeur de dilution et de la planification économique globale du projet. Cela implique la recherche du facteur de probabilité de déversement pour limiter la fréquence des rejets d'effluents dans le milieu récepteur.
3. L'évaluation de la capacité et de la taille des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et garantir leur bon fonctionnement.
4. L'analyse du régime d'écoulement et du niveau d'eau dans la canalisation en amont et en aval.
5. La prise en compte de la topographie du site et des variations de pentes.

Le choix du type de déversoir dépend du régime d'écoulement et du niveau d'eau dans l'émissaire. Les déversoirs d'orage sont généralement positionnés avant la station d'épuration

pour réguler le débit. Ils peuvent également être situés au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs.

Il existe différents types de déversoirs, dont le déversoir à seuil latéral simple, qui est utilisé sur des terrains relativement plats. Le seuil peut être placé d'un côté ou des deux côtés de la conduite d'amenée. Dans certains cas, la conduite aval peut être rétrécie, à condition que l'écoulement en amont soit suffisamment fluide ou que le seuil soit suffisamment élevé pour empêcher le reflux de l'eau en provenance de l'émissaire.

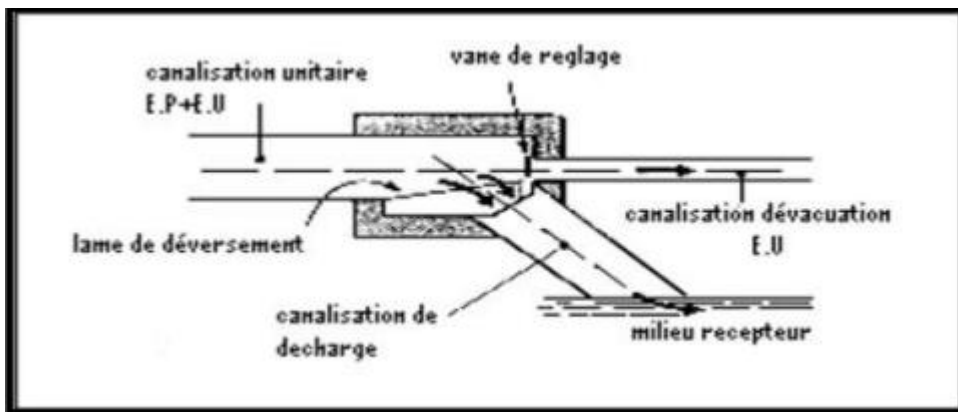


Figure VI.6: Déversoir latéral à seuil latéral simple

**1. Déversoir à seuil double**

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage, ce type est installé dans le cas d'insuffisance d'espace pour aménagement de la longueur souhaitée.

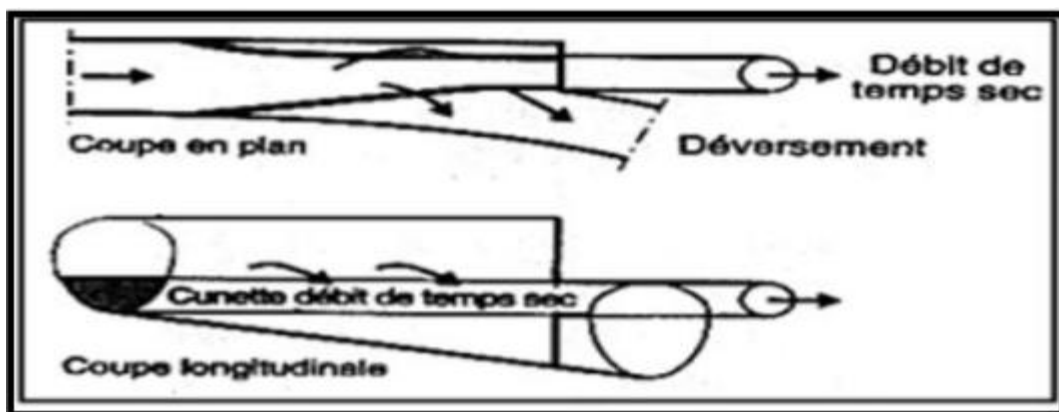


Figure VI.7 : Déversoir latéral à seuil double

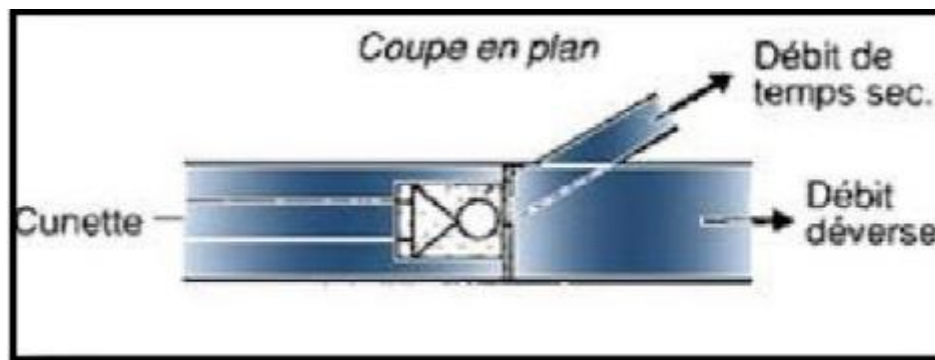
**2. Déversoir a seuil frontal**

Ce genre de déversoirs est utilisé dans les terrains à forte pente.il est placé en face du collecteur d'amené lors d'un changement de direction, le seuil ne doit pas être élevé pour

ne pas réduire la section d'écoulement. C'est-à-dire L'implantation de ce type de déversoir d'orage est tout indiquée sur une branche de réseau adjacente à un collecteur de berge, à condition de n'être pas perturbée, par les mises en charge imposées à l'aval.

### 3. Déversoir à ouverture de fond

Ce type de déversoirs est utilisé pour un terrain accidenté, les débits d'eau usée de temps sec et le débit d'eau usée chute à travers une ouverture pratique dans le radier de la canalisation. Le régime d'écoulement en amont sera obligatoirement torrentiel.



**Figure VI.8** : Déversoir avec ouverture de fond

Il existe d'autres types de déversoirs comme :

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

#### Remarque

Dans notre étude nous avons prévu deux déversoirs d'orage de type frontal car l'écoulement est perpendiculaire par rapport Au rejet projeté et aussi que Ce genre de déversoirs est utilisé dans les terrains à forte pente et il représente une facilité d'entretien et d'exploitation.

#### VI.2.3. Dimensionnement des déversoirs d'orage

Dans notre cas nous avons utilisé deux déversoirs qui sont des éléments essentiels du système d'assainissement, assurant une gestion adéquate des flux d'eau et contribuant à la protection contre les inondations et la préservation de la qualité de l'eau dans les cours d'eau avoisinants. Ces deux déversoirs sont implantés comme suit :



- Le premier déversoir de type by pass est implanté à une cote de 75.98 (m). En amont de la chaaba oued, et son rôle principal est de décharger le débit excédentaire des eaux avant d'atteindre la chaaba oued. Cela permet de prévenir les débordements et les risques d'inondation, en évacuant efficacement les eaux usées ou pluviales en cas de surcharge du système d'assainissement.
- Le deuxième déversoir de type frontal, est implanté à une cote de 56.73 (m) en amont de la chaaba oued numéro 2. À l'avenir, il sera destiné pour envoyer les effluents vers la STEP qui sera projetée désormais. Ce déversoir jouera un rôle crucial dans le contrôle et la régulation du débit des eaux épurées, garantissant ainsi un fonctionnement efficace de la future station d'épuration et minimisant les impacts sur l'environnement local.

Pour le dimensionnement des déversoirs d'orage frontal que nous allons utiliser, on doit déterminer :

1. Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits de pointe en temps sec (Q usée) et du débit pluvial (Q pluvial) + le débit d'eaux parasites

$$Q_T = Q_{\text{pluvial}} + Q_{\text{usé}} + Q_{\text{parasite}} \quad (\text{VI.1})$$

Le débit critique sert pour le dimensionnement du déversoir d'orage. Il est obtenu en multipliant le débit total arrivant par le coefficient de retardement Z qui est fonction de temps de concentration.

Par définition le coefficient de retardement est un facteur qui traduit la diminution des débits pluviaux par retardement, cette diminution doit être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

Nous pouvons donc écrire :

$$Q_{\text{critique}} = Q_{\text{total}} \times Z \quad (\text{VI.2})$$

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- T<sub>c</sub> : Temps e concentration total au déversoir considéré

3. Le débit déversé vers l'oued :

Le débit en excès qui sera déversé est par conséquent égal à :

$$Q_{dev} = Q_{critique} - Q_{station}$$

Les hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

$$R_q(eu) = \frac{Q_{aval}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow Rh = \frac{h_{aval}}{D} \text{ et } Rv = \frac{v}{v_{ps}} \rightarrow h_{eu} = Rh \times D$$

$$R_{qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow Rh_{cr} = \frac{ht_{cr}}{D} \rightarrow ht_{cr} = Rh_{cr} \times D$$

- haval : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q eu vers l'aval de la conduite qui amène au collecteur principal.

- hdév = htcr – haval : correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir vers le milieu naturel.

Avec :

ht cr :

La hauteur critique dans le déversoir correspond à la hauteur maximale d'eau atteinte dans le déversoir

hdév :

La hauteur d'eau déversée correspond à la mesure de la hauteur verticale de l'eau au point de déversement d'un déversoir. Cela représente la différence de niveau entre le point d'entrée des eaux dans le déversoir et le niveau d'eau à l'extérieur du déversoir

6. Déduction de la largeur du seuil « L » :

$$Q_{dév} = m \cdot L \cdot (hdév)^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{2g} \quad (\text{VI.4})$$

**VI.2.3.1. Le premier déversoirs d'orage type frontal ( by-pass)**

→ Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée :  $D_e = 630 \text{ mm}$
- Débit pluvial  $Q_{\text{pluvial}} = 1.95253 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées  $Q_{\text{teusée}} = 0.18266 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit total à l'entrée :  $Q_{\text{total}} = 3.08 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section :  $Q_{\text{ps}} = 12.75 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Calcul du débit critique :**

- Calcul du coefficient de retardement selon (VI.3)

Avec :

-  $T_c$  = temps de concentration (mn)

Dans notre cas, nous avons un terrain urbanisé avec une canalisation.

Donc :

$$T_c = t_{c1} + t_{c2} \quad (\text{VI.5})$$

$$t_c = 22.37 \text{ min}$$

$$\text{Donc : } Z = 0.78$$

→ Le débit critique :

Le débit critique d'un déversoir correspond au débit maximum au-delà duquel le déversoir ne peut plus évacuer les eaux de manière efficace, entraînant ainsi des risques de débordement.

$$Q_{cr} = Z \times Q_{tot} = 0.78 \times 3.08 = 2.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit critique :  $Q_{cr} = 2.04 \text{ m}^3/\text{s}$

➤ Débit rejeté vers l'oued :

Le débit rejeté dans le oued correspond au débit des eaux usées ou des eaux traitées qui sont évacuées de manière contrôlée dans le cours d'eau. Ce débit doit être géré de manière à respecter les normes environnementales et à minimiser les impacts sur l'écosystème du oued.

$$Q_d = Q_{cr} - Q_{\text{aval}} = 2.04 - 0.1827 = 2.2197 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Détermination des hauteurs d'eau:**

1- h aval :

$$RQ (aval) = \frac{Q_{eu}}{Q_{ps}} = \frac{0.1827}{3.08} = 0.06 \rightarrow Rh = 0.16$$

Alors :

$$ht (aval) = Rh \times D = 0.16 \times 0.63 = 0.1m$$

2- ht cr :

$$RQ cr = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{2.04}{3.08} = 0.66 \rightarrow Rh cr = 0.68$$

Alors :

$$ht cr = Rh_{cr} \times D = 0.68 \times 0.63 = 0.428m$$

3- h dév :

$$hdév = ht cr - haval = 0.428 - 0.1 = 0.328m = 32.8 cm$$

- **Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

la formule de Bazin est utilisée pour calculer la longueur "L" d'un déversoir en fonction du débit "Q" et de la hauteur de déversement "h". Selon (VI.4)

La longueurs 'L' est calculée :

$$L = \frac{2.2197}{0.45 \cdot (0.328)^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{2.981}} = 2.03m$$

**VI.2.3.2. Le deuxième déversoir d'orage type frontal**

→ Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée :  $De = 630 \text{ mm}$
- Débit pluvial  $Q_{pluvial} = 6.23 \text{ m}^3 / \text{s}$

- Débit de pointe d'eaux usées  $Q_{peusée}=0.46\text{m}^3/\text{s}$
- Débit total à l'entrée :  $Q_{\text{total}} = 6.69 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section :  $Q_{ps}=24.2 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Calcul du débit critique :**

- Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement est un facteur qui traduit la diminution des débits pluviaux par retardement. Cette diminution doit être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage. Selon (VI.3)

Nous avons :

- $T_c$ = temps de concentration (mn)

$$T_c = t_{c1} + t_{c2}$$

$$t_c = 18.76\text{min}$$

$$\text{Donc : } Z = 0.81$$

→ Le débit critique :

$$Q_{cr} = Z \times Q_{tot} = 0.81 \times 6.69 = 5.43\text{m}^3/\text{s}$$

Le débit critique :  $Q_{cr} = 5.43 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit rejeté vers l'oued :

$$Q_d = Q_{cr} - Q_{eu} = 5.43 - 0.46 = 4.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Détermination des hauteurs d'eau :**

**1- h station :**

$$R_q(\text{station}) = \frac{Q_{\text{station}}}{Q_{ps}} = \frac{0.46}{24.2} = 0.02 \rightarrow R_h = 0.1$$

Alors :

$$h_t(\text{station}) = R_h \times D = 0.16 \times 0.63 = 0.1\text{m}$$

**2- ht cr :**

$$Rq\ cr = \frac{Qcr}{Qps} = \frac{5.43}{24} = 0.22 \rightarrow Rh\ cr = 0.46$$

Alors :

$$ht\ cr = Rhcr \times D = 0.46 \times 0.63 = 0.3m$$

**3- h dév :**

$$hdév = ht\ cr - hstation = 0.3 - 0.1 = 0.2m = 20cm$$

**- Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

la formule de Bazin est utilisée pour calculer la longueur "L" d'un déversoir en fonction du débit "Q" et de la hauteur de déversement "hdév". Selon (VI.4) la longueur 'L' est calculée :

$$L = \frac{4.97}{0.45 \cdot (0.2)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{2.981}} = 3.92m$$

Longueur de déversoir 1 : 2.03 m

Longueur de déversoir 2 : 3.92 m

**Conclusion :**

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir : La mise en place de deux déversoirs, l'un pour le rejet final et la station d'épuration (STEP) et l'autre pour les déversements directs, assure une gestion complète des eaux usées, tant traitées que non traitées, garantissant ainsi un fonctionnement optimal du système d'assainissement.

## **Chapitre VII**

### **Organisation de chantier et sécurité de travail**

**Introduction**

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Organiser un chantier revient donc à calculer tous les éléments ventilés en temps et dépendre toutes les mesures pour que la réalisation du projet se fasse :

- En conformité avec le projet.
- De bonne qualité.
- Au moindre délai.
- Au moindre coût.
- Sans accidents humains

**VII.1. Organisation du chantier****VII.1.1. Exécution des travaux**

Les étapes principales à suivre lors de la pose des canalisations sont les suivantes :

1. Vérification et manutention des conduites.
2. Décapage de la couche de goudron (le cas échéant) ou de la végétation.
3. Marquage des emplacements des piquets.
4. Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards.
5. Préparation du lit de pose.
6. Installation des canalisations dans les tranchées.
7. Assemblage des tuyaux.
8. Réalisation de tests d'étanchéité pour les conduites et les joints.
9. Construction des regards.
10. Remblayage des tranchées.



## VII.1.2. Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée. Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

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

### VII.1.2.1. Manutention et stockage des conduites :

#### ➤ **Chargement et transport :**

➤ Le chargement des véhicules doit être réalisé de manière à prévenir toute détérioration ou déformation des tuyaux et des accessoires pendant le transport. Il est important d'éviter les actions suivantes :

➤

➤ - Manutention brutale, mouvements brusques et oscillations excessives.

➤ - Tout contact entre les tuyaux et les raccords avec des parties métalliques saillantes.

➤ - Dans le cas de tubes à emboîtures, il est recommandé de les disposer de manière alternée et de veiller à ce que les emboîtures dépassent de la pile pour éviter tout dommage.

#### ➤ **Déchargement :**

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire

#### ➤ **Stockage :**

Pour le stockage des tubes et des raccords, il convient de respecter les points suivants :

- La surface destinée à recevoir ces éléments doit être nivelée et plane.

- L'empilement doit être effectué en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser de la pile.

- La hauteur de gerbage ne doit pas dépasser 1,50 mètre.

- Les tubes et les accessoires doivent être entreposés à l'abri du soleil. Il est à noter que la décoloration des tubes n'affecte pas leurs propriétés mécaniques.

- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.

- Il faut éviter tout contact avec des substances telles que l'huile, les solvants et autres produits chimiques.

- Le stockage des tubes doit garantir leur protection mécanique et les préserver de la chaleur.

### VII.1.3. Décapage de la couche de terre végétale :

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

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

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché.

**VII.1.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :**

➤ Largeur de la tranchée:

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs entre (0.3-0.5) cm de part et d'autre.

La largeur de tranchée est donnée par la formule :

$$B = D + (2 \times C) \quad \text{(VII.2)}$$

B : largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

C : largeur entre conduite et parois de tranché.

➤ Profondeur du tranché :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \quad \text{(VII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.

D : diamètre de la conduite en (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

**VII.1.5. Aménagement du lit de pose**

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm.

Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L. B. e \quad \text{(VII.4)}$$

Avec :

V<sub>s</sub> = volume du sable en (m<sup>3</sup>).

L : Longueur de la tranchée en (m)

B : Largeur de la tranchée en (m)

e : épaisseur du sable, e = 10 cm.

### VII.2.6. Pose canalisations dans la tranchée :

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

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol.
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches.
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries, ...) qui constituent des tasseaux naturels.
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier.

### VII.1.6. Exécution des tranchées et les regards

La largeur de la tranchée dépend de plusieurs facteurs, notamment les dimensions extérieures et le type d'emboîtement des tuyaux, la fondation, l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour une installation correcte, la compacité appropriée du remblayage latéral, la profondeur de pose, l'espace disponible pour les fouilles, et la nature des terrains rencontrés. Lorsque les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage, cela peut également influencer la largeur de la tranchée. Sur le plan économique, il n'est pas avantageux de créer des tranchées excessivement larges en raison des coûts liés aux terrassements. Par conséquent, il est préférable d'opter pour des fouilles de largeurs minimales.

Pour réaliser les fouilles pour les regards et les tranchées, on utilise une pelle mécanique équipée d'une pelle rétro, qui travaille de l'aval vers l'amont du réseau. Les compétences requises pour une pelle rétro sont les suivantes :

- Creuser en dessous de la surface d'appui.
- Creuser rapidement et avec précision des tranchées à talus vertical.

- Creuser à des profondeurs importantes.
- Creuser dans la direction de la machine.

➤ Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \text{ (m) (VII.5)}$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

➤ Largeur de la tranchée

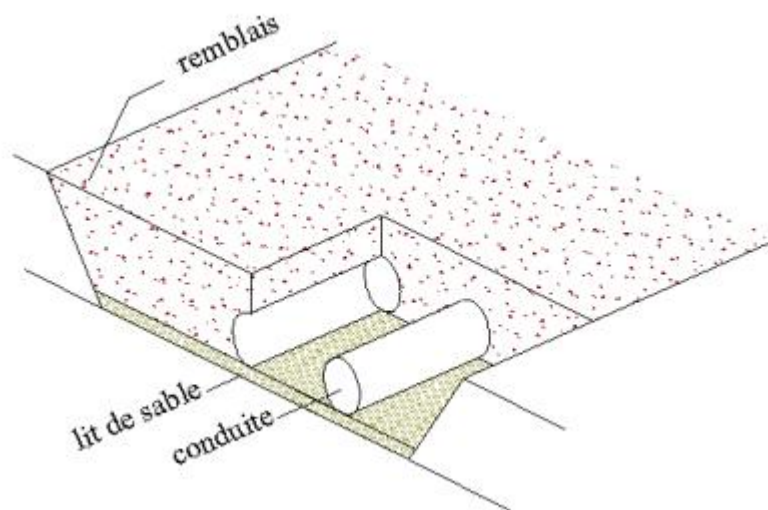
$$B = D + 2c \text{ (VII.6)}$$

Avec :

B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

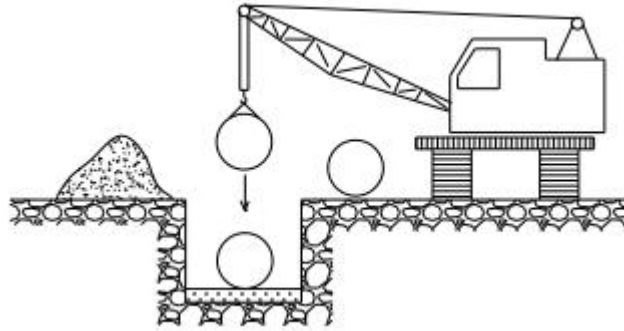
c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,5 m)



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

### VII.1.7. Mise en place des conduites

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



**Figure VII.2:** le pipelayers (pour la pose de la canalisation)

### VII.1.8. Assemblage des conduites

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

Remblaiement et compactage des tranchées :

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

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

### VII.1.9. le déversoir d'orage

L'organisation du chantier pour la pose de déversoirs d'orage implique une planification minutieuse des étapes, des ressources et des mesures de sécurité nécessaires. Dans le cas d'un déversoir frontal, il est essentiel de prendre en compte les conditions hydrauliques et topographiques du site, ainsi que les contraintes environnementales, afin de déterminer l'emplacement optimal du déversoir et d'assurer son bon fonctionnement lors de fortes précipitations. Des mesures de sécurité strictes doivent être mises en place pour garantir la protection des travailleurs et la prévention des accidents pendant les travaux de construction.

➤ Les principales opérations à exécuter pour la pose des déversoirs sont :

- Préparation du site : nivellement du sol, dégagement des obstacles.
- Excavation : creuser une tranchée selon les dimensions requises.
- Positionnement du déversoir : placer le déversoir dans la tranchée de manière alignée.

- Fixation du déversoir : assurer une fixation solide et sécurisée du déversoir.
- Raccordement au réseau : connecter le déversoir aux conduites existantes.
- Test et vérification : effectuer des tests pour s'assurer du bon fonctionnement du déversoir.
- Remblayage : remplir la tranchée autour du déversoir avec du matériau approprié.
- Contrôle de la pente : vérifier que la pente du déversoir est adéquate pour l'écoulement des eaux.
- Sécurisation : prendre les mesures nécessaires pour sécuriser le déversoir et prévenir les dommages ou les intrusions.
- Signalisation : installer une signalisation appropriée pour avertir de la présence du déversoir et garantir la sécurité des personnes.

### VII.2. Choix des engins

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

#### 1. Le Bulldozer :

Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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

#### 2. La niveleuse :

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

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

#### 3. Le chargeur :

Pour le remblaiement des tranchées :

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

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

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

#### 4. Le compacteur :

Pour le compactage :

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

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

### VII.3. Devis quantitatif et estimatif

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

Le transport des sols excédentaires.

#### VII.3.1. Détermination des différents volumes :

➤ Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad (\text{VII.7})$$

- $V_{cv}$  : Volume de la couche de terre végétale en (m<sup>3</sup>).
- $H_v$  : Profondeur la couche de terre végétale (on prend  $H_v = 0,1$  m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $B$  : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

➤ Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B.L.H \text{ (VII.8)}$$

- $V_d$  : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $H$  : Profondeur de la tranchée en (m).

➤ Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \text{ (VII.9)}$$

- $V_{ls}$  : Volume du lit du sable en (m<sup>3</sup>).
- $e$  : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).

➤ Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2 / 4 \text{ (VII.10)}$$

- $V_{cdt}$  : Volume occupé par les conduites en (m<sup>3</sup>).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $D$  : Diamètre de la conduite en (m).

➤ Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [ V_{condt} + V_{cv} + V_{ls} ] \text{ (VII.11)}$$

- $V_r$  : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>)

➤ Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \text{ (VII.12)}$$

- $V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).
- $V_f$  : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

Tel que  $V_f = V_{deb} . K_f$

- $K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  
 $K_f = 1,5$ .



Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau

N°	Désignation des travaux	Unités	Quantités	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>Travaux de terrassement</b>					
1	Déblais	m <sup>3</sup>	15701.79	400	6280704
2	Lit de pose	m <sup>3</sup>	3949.53	1000	3949530
3	Enrobage	m <sup>3</sup>	19747.65	250	4936912.5
4	Remblais	m <sup>3</sup>	6750.06	300	2025017.95
5	Grillage avertisseur	ml	16055	25.74	413255.7
<b>Canalisations</b>					
1	Fourniture et pose des canalisations PEHD Ø315	ml	7606	1723.88	13111831.28
2	Fourniture et pose des canalisations PEHD Ø500	ml	3652	2776.8	10140873.6
3	Fourniture et pose des canalisations PEHD Ø630	ml	2818	4354	12269572
4	Fourniture et pose des canalisations Béton Ø800	ml	1979	6853.4	13562878.6
<b>Génie civil</b>					
1	Regards	u	635	45000	28575000
2	Déversoir d'orage	u	2	400000	800000
3	Point de rejet	u	2	400000	800000
<b>Total HT</b>					52674806
<b>TVA 19%</b>					10008213,14
<b>Total TTC</b>					62683019,14

**Le coût total du projet est estimé à :**

Soixante-deux millions six cent quatre-vingt-trois mille dix-neuf et quatorze centimes.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre, En premier lieu, nous avons fait le choix des engins le plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet

Comme deuxième étape, nous avons fait une étude estimative quantitative des volumes de travaux, ce qui a permis d'établir le devis quantitatif et estimatif de notre projet.

Donc, on peut dire que l'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un réseau d'assainissement, et cela afin d'économiser le coût, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

## **Conclusion générale**

L'étude menée dans la zone d'étude de la commune d'Oued Djemaa de la wilaya de Relizane a permis de développer un projet d'évacuation des eaux usées et pluviales pour répondre aux besoins futurs de l'agglomération. En recueillant les données essentielles et en effectuant les analyses hydrauliques nécessaires, nous avons pu dimensionner un réseau unitaire adapté à la zone.

Le dimensionnement du réseau unitaire a été réalisé en utilisant les débits calculés et en prenant en compte les contraintes hydrauliques spécifiques à la zone d'étude. L'objectif principal était de concevoir un réseau capable de collecter et d'évacuer efficacement les eaux usées et pluvial, tout en évitant les problèmes de débordement et de saturation.

L'étude a également inclus une évaluation économique du projet, en prenant en compte les coûts de construction, d'entretien et de fonctionnement. Cette évaluation a démontré que l'investissement dans un réseau d'assainissement approprié est justifié pour garantir la santé publique, améliorer la qualité de vie des habitants et préserver l'environnement.

En conclusion, cette étude approfondie a permis de concevoir un projet d'évacuation des eaux usées et pluviales adapté à la commune d'Oued Djemaa. En mettant en œuvre les recommandations de cette étude, il sera possible de garantir un assainissement efficace et durable, répondant aux besoins futurs de l'agglomération.

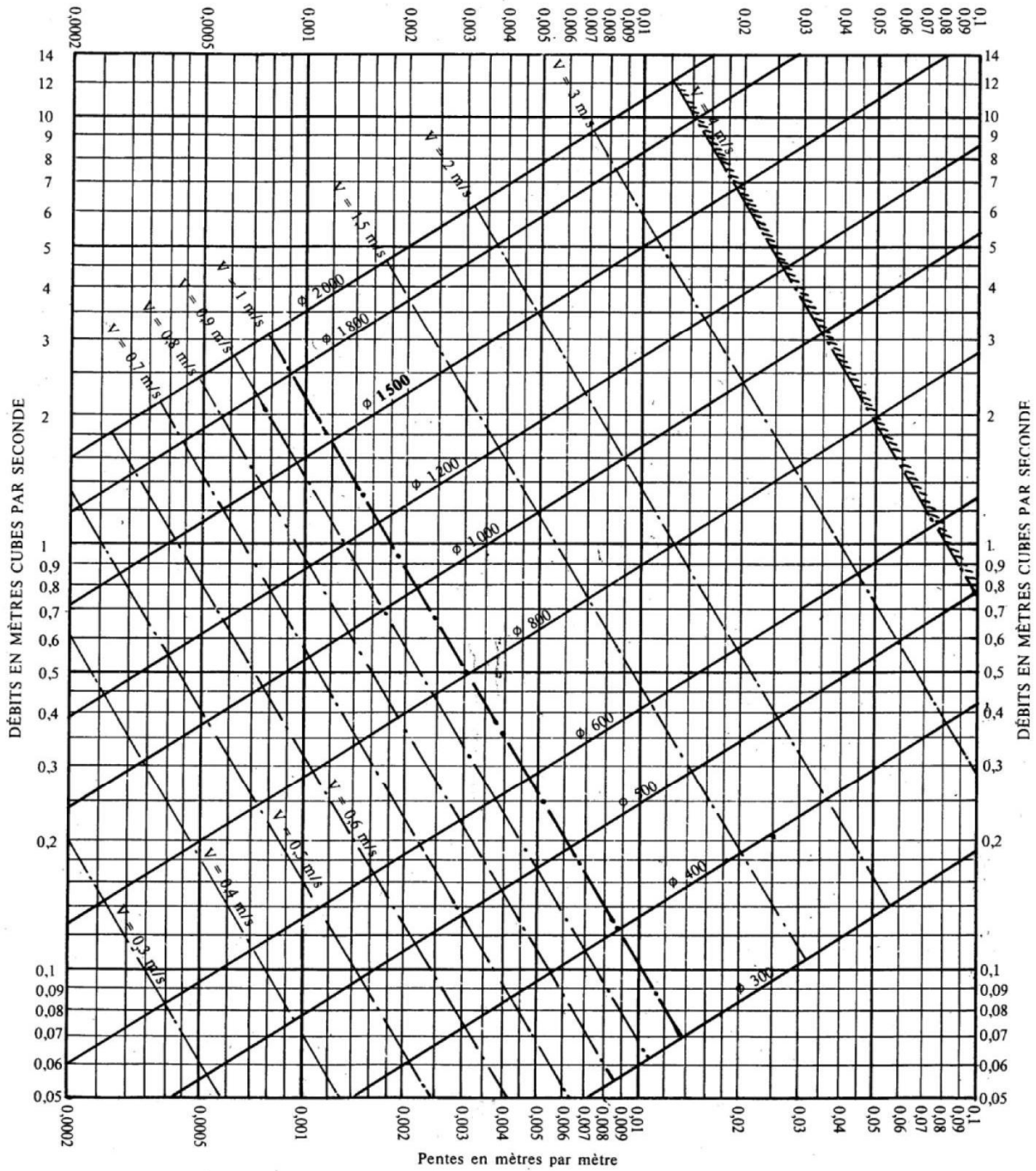
## Les Références bibliographiques

1. ABBOU M ., 2020. « Dimensionnement et conception d'un réseau d'assainissement de la commune de Sour (W. Mostaganem) » . Mémoire de fin d'étude .ENSH ,BLIDA
2. Azari S., 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de lanouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida
3. GUERREE. H, GOMELLA. C., 1982 « les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales », EYROLLES, Paris.
4. KAHLERRASED, 2021, « organisation de chantier »,polycopies ENSH Blida.
5. KHELIEL B., 2012 «d'assainissement, dimensionnement de réseau d'assainissement de la commune de DEBILA (w.el oued) » . mémoire de fin d'études ENSH ,BLIDA.
6. Salah B., 2019 « Cours d'assainissement » E.N.S.H, Blida
7. Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida

## **Les annexes**

ABAQUE 2-a

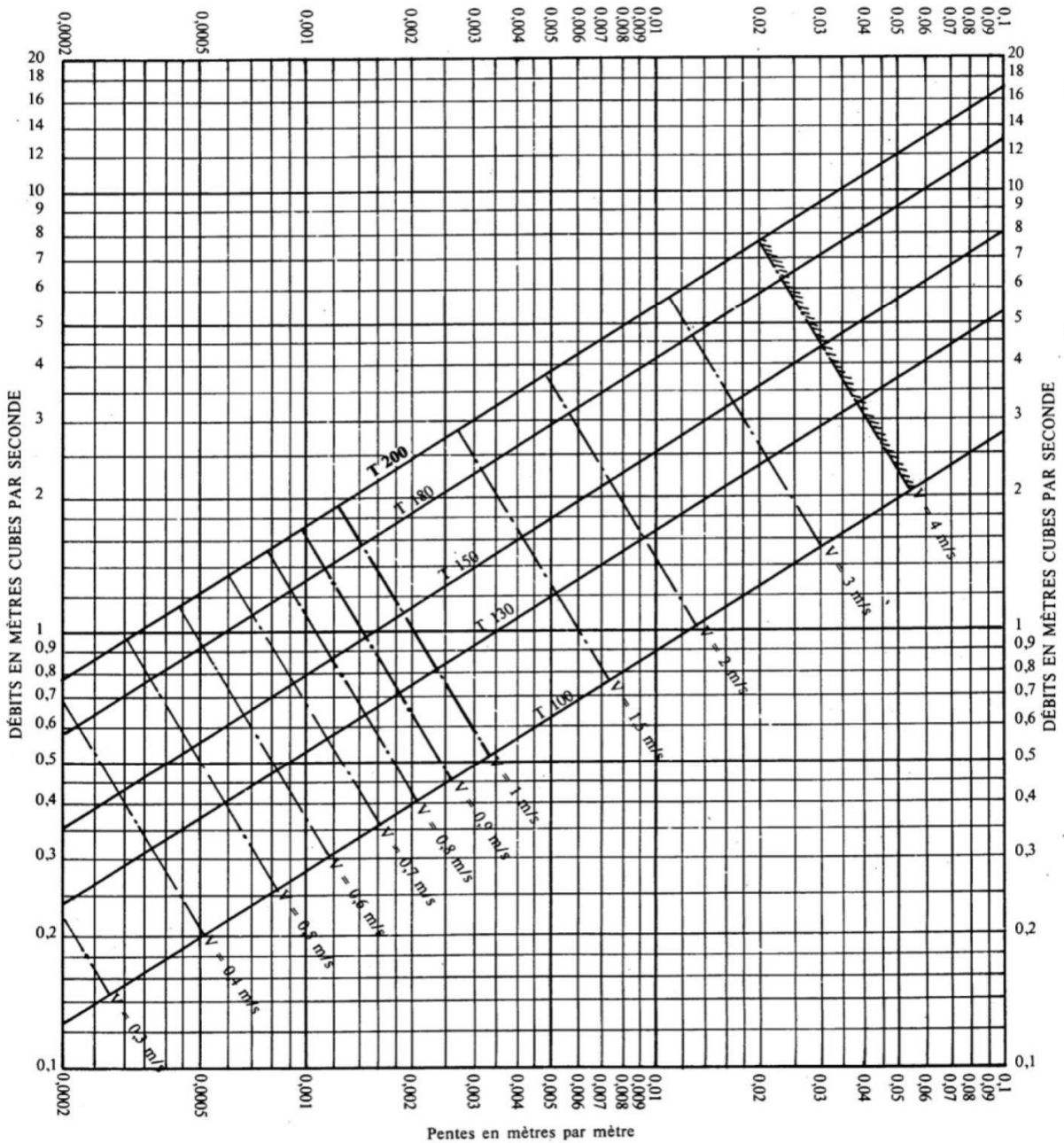
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % (V = 0,30). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 2-b

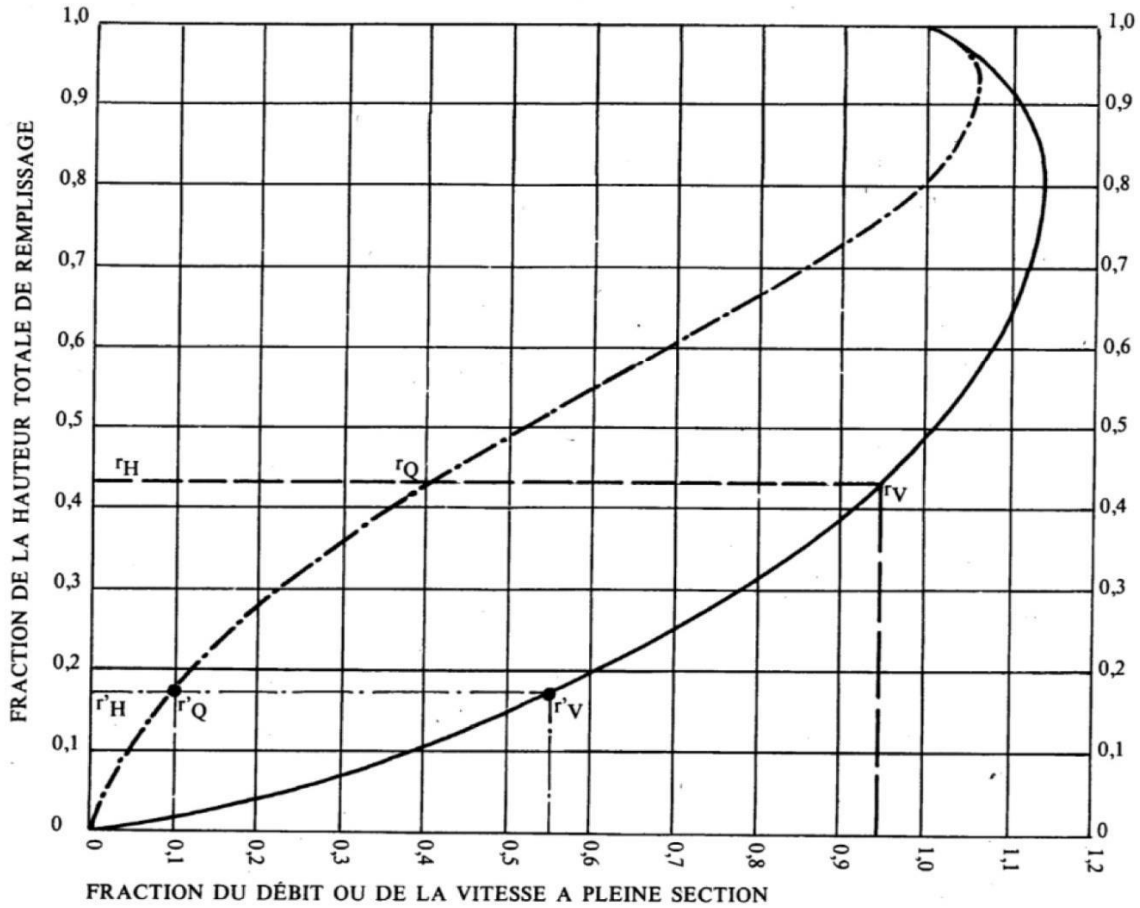
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations ovoïdes)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $\gamma = 0,30$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

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  $r_H = 0,80$ .

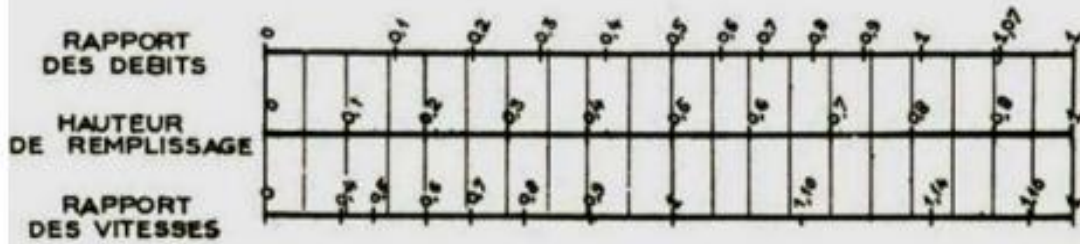
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.



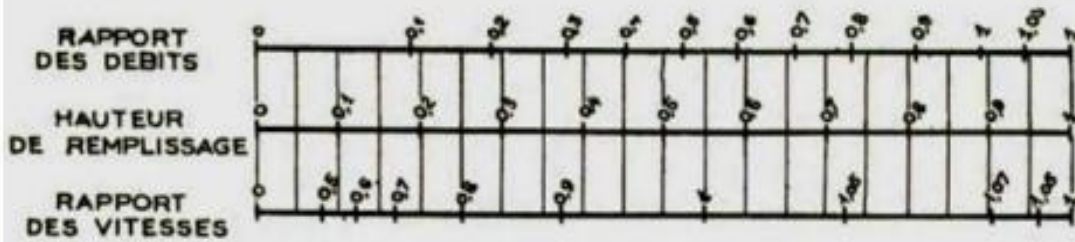
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

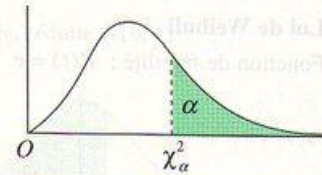


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

**Table de distribution de  $\chi^2$  (loi de K. Pearson)**

La table donne la probabilité  $\alpha$ , en fonction du nombre de degrés de liberté  $\nu$ , pour que  $\chi^2$  égale ou dépasse une valeur donnée  $\chi^2_\alpha$

$$\alpha = P(\chi^2 \geq \chi^2_\alpha)$$



$\nu$	$\alpha = 0,990$	$\alpha = 0,975$	$\alpha = 0,950$	$\alpha = 0,900$	$\alpha = 0,100$	$\alpha = 0,050$	$\alpha = 0,025$	$\alpha = 0,010$	$\alpha = 0,001$
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Quand  $\nu$  est supérieur à 30, on utilise la table de la loi normale (table de l'écart réduit) avec :

$$t = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$$

**Tableau V.2 : Calcul des paramètres hydrauliques du réseau d'assainissement projeté**

<b>Collecteur Secondaire F</b>																			
Tronçon		Longueur (m)	CR amont	CR Aval	pen	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q tot.(m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R299	R311	330	104,73	115,11	3,1	0,7	0,01	0,71	417	500	2,04	2,1	0,37	1,01	0,51	160,65	2,44	1,46	Vérifier
R311	R323	582	116,28	139,84	4,0	0,08	0,003	0,083	93	315	2,37	0,2	0,04	0,38	0,08	25,2	2,77	2,13	Vérifier
R311	R324	36	115,11	115,2	0,3	0,6	0,007	0,607	430	500	0,41	1,8	0,60	0,59	0,19	76	0,81	0,73	Vérifier
R325	R328	272	116,56	129,88	4,9	0,1	0,004	0,104	97	315	2,65	0,3	0,04	0,39	0,09	28,35	3,05	2,84	Vérifier
R341	R358	258	115,37	126,91	4,5	0,2	0,002	0,202	127	315	2,51	0,6	0,09	0,53	0,18	56,7	2,91	2,47	Vérifier
R371	R376	344	116,56	132,28	4,6	0,3	0,001	0,301	147	315	2,55	0,9	0,13	0,63	0,22	69,3	2,95	2,56	Vérifier
<b>Collecteur Secondaire E</b>																			
Trançon		Longueur (m)	CR amont	CR Aval	la pente	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R147	R152	56	81,73	82,41	1,2	2,053	0,02	2,073	588	630	1,38	6,2	0,93	1,14	0,75	300	1,78	1,16	Vérifier
R299	R247	676	94,03	104,73	1,6	1,353	0,007	1,36	416	500	1,63	4,1	0,53	1,02	0,52	206,644268	2,03	1,24	Vérifier
R247	R152	1050	81,73	93,06	1,1	1,82	0,002	1,822	578	630	1,28	5,5	0,86	1,13	0,72	286,498773	1,68	1,07	Vérifier

R249	R247	60	91,74	91,84	0,2	1,1	0,001	1,101	245	315	1.53	3.32	0,45	0,97	0,47	282,6973	0,86	0,72	Vérifié
<b>Collecteur Secondaire D</b>																			
Trançon		Longeur (m)	CR amont	CR Aval	la pente	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R59	R101	304	73,98	74,99	0,3	3,08	0,03	3,11	577	630	0,86	9,3	0,79	1,11	0,67	423,180603	1,26	0,93	Vérifié
R101	R103	81	74,99	75,24	0,3	3,08	0,03	3,11	585	630	0,82	9,3	0,82	1,12	0,69	434,896154	1,22	0,92	Vérifié
R103	R155	224	75,24	76,1	0,4	2,8	0,028	2,828	542	630	0,96	8,5	0,67	1,07	0,59	374,497837	1,36	0,84	Vérifié
R115	R122	187	75,56	78,51	1,6	2,8	0,028	2,828	516	630	1,96	8,5	0,61	1,05	0,56	280,162873	2,36	1,31	Vérifié
R122	R147	241	78,51	81,73	1,3	3	0,02	3,02	539	630	1,77	9,1	0,71	1,08	0,62	309,766633	2,17	1,02	Vérifié
<b>Collecteur Secondaire B</b>																			
Trançon		Longeur (m)	CR amont	CR Aval	la pente	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R469	R495	258	72,74	73,36	0,2	0,95	0,01	0,96	594	630	0,52	2,9	0,53	1,02	0,52	258,185138	0,92	0,72	Vérifier
R495	R496	26	73,36	73,42	0,2	0,95	0,01	0,96	594	630	0,50	2,9	0,54	1,02	0,52	261,136543	0,90	0,71	Vérifier
R496	R497	52	73,42	73,55	0,2	0,95	0,01	0,96	594	630	0,54	2,9	0,52	1,01	0,51	255,361032	0,94	0,69	Vérifier

R497	R501	168	73,55	73,95	0,2	0,95	0,01	0,96	595	630	0,51	2,9	0,53	1,02	0,52	258,854318	0,91	0,67	Vérifier
R501	R536	324	73,95	74,91	0,3	0,9	0,008	0,908	471	500	0,62	2,7	0,45	0,97	0,47	236,335614	1,02	0,78	Vérifier
R536	R551	318	74,91	79,65	1,5	0,87	0,006	0,876	371	400	1,28	2,6	0,67	1,07	0,59	187,018341	1,68	0,98	Vérifier
R551	R573	137	79,65	81,73	1,5	0,75	0,005	0,755	355	400	1,30	2,3	0,57	1,04	0,54	169,289109	1,70	1,09	Vérifier
R501	R512	470	73,95	89,07	3,2	0,12	0,004	0,124	113	315	2,07	0,4	0,06	0,57	0,17	53,595107	2,47	1,51	Vérifier
R573	R631	927	81,73	111,26	3,2	0,79	0,005	0,795	226	315	2,06	2,4	0,42	0,95	0,45	141,726511	2,46	1,49	Vérifier
<b>Collecteur Secondaire A</b>																			
Trançon		Longueur (m)	CR amont	CR Aval	la pente	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R23	RA75	612	60,18	65,15	0,8	2,22	0,01	2,41	581	630	1,29	6,7	0,67	1,07	0,60	298,071924	1,69	1,48	Vérifier
RA75	R407	542	65,15	72,38	1,3	2,22	0,01	2,23	532	600	1,77	6,7	0,52	1,01	0,51	256,156677	2,17	1,02	Vérifier
R407	R408	52	72,38	72,54	0,3	2,22	0,01	2,23	516	600	0,81	6,7	0,59	1,04	0,55	345,197996	1,21	1,08	Vérifier
R469	R408	66	72,74	74,05	2,0	2,22	0,02	2,24	565	600	1,88	6,7	0,78	1,11	0,67	266,581419	2,28	1,18	Vérifier
R469	R489	580	72,74	85,98	2,3	0,5	0,003	0,503	203	315	1,84	1,5	0,23	0,82	0,33	114,089436	2,24	1,12	Vérifier

R408	R410	248	74,05	74,8	0,3	0,53	0,007	0,537	364	400	0,36	1,6	0,91	1,14	0,74	234,116265	0,76	0,66	Vérifier
R411	R416	93	74,8	75	0,2	0,53	0,0007	0,5307	370	400	0,35	1,6	0,56	1,03	0,53	213,43494	0,75	0,65	Vérifier
R416	R466	1134	75	102,62	2,4	0,53	0,007	0,537	205	315	1,75	1,6	0,32	0,89	0,39	122,19122	2,15	0,99	Vérifier
<b>Collecteur Secondaire C</b>																			
Trançon		Longueur (m)	CR amont	CR Aval	la pente	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R32	RC349	433	62,62	65,78	0,7	1,04	0,01	1,05	331	400	0,98	3,2	0,61	1,05	0,56	222	1,38	1,09	Vérifier
RC349	RC420	186	65,78	66,79	0,5	0,35	0,0029	0,3529	233	315	0,62	1,1	0,45	0,97	0,47	148	1,02	0,62	Vérifier
RC42	RC430	543	66,79	73,96	1,3	0,35	0,0031	0,3531	197	315	1,18	1,1	0,29	0,87	0,36	115	1,58	1,14	Vérifier
RC349	RC359	476	65,78	73,24	1,6	0,39	0,0031	0,3931	199	315	1,33	1,2	0,29	0,87	0,37	116	1,73	1,11	Vérifier
RC349	RC410	855	65,78	70,92	0,6	0,3	0,0025	0,3025	215	315	0,67	0,9	0,36	0,92	0,42	132	1,07	0,65	Vérifier
RC410	RC380	256	70,92	73,86	1,1	0,28	0,002	0,282	186	315	1,08	0,8	0,25	0,83	0,33	106	1,48	0,8	Vérifier

- **Le collecteur principal :**

Trançon		Longueur (m)	CR amont	CR Aval	la pente	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dn (mm)	Vps(m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
R59	R32	1242	62,62	73,98	0.92	1,51	0,03	1,54	366.32	400	1,15	4,6	0,79	1,10	0,67	269	1,54	1,09	Vérifier
R32	R23	408	60,18	62,62	0.59	2,55	0,04	2,59	482.96	500	1,05	7,8	0,91	1,13	0,74	371	1,44	1,17	Vérifier
R23	R1	948	54,49	60,18	0.6	4,68	0,05	4,73	635.21	800	1,59	14,2	0,47	0,98	0,48	387	1,98	1,38	Vérifier