



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des Système d'Assainissement.

THEME :

**Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement
de la ville de sidi Akkacha (W.Chlef)**

Présenté par :

BOURICHE Khadra Ahlam.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	M.C.A	Président
BOUKHELIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Promoteur

Session Novembre 2020

ملخص

الهدف الأساسي من مشروعنا هو تشخيص شبكة الصرف الصحي و استخراج النقااص التي تطرحها بلدية سيدي عكاشة (ولاية الشلف) من ناحية التطهير، وهذا من اجل اعادة التهيئة وتوسيع شبكة التطهير. قدم شبكات الصرف الصحي الحالية تمثل السبب الرئيسي لتفاقم المشاكل التي بدورها اثرت على السكان و على "واد علالة" الذي يمثل النقطة النهائية لتصريف مياه الصرف الصحي للبلدية.

لتحقيق الأهداف المحددة مسبقا، بدأنا دراستنا بتحديد كل هذه الحالات الشاذة ، وكانت خطوتنا الثانية تجديد شبكة الصرف الصحي بأكملها مع وضع خطة مناسبة لأفق 2050، تم الاعتماد على برنامج Covadis لحساب أبعاد الشبكة المقترحة، و في الاخير تم الأخذ بعين الاعتبار حماية" واد علالة" و ذلك عن طريق تصريف مياه الصرف الصحي الى محطة التطهير التابعة لبلدية " تنس" .

الكلمات المفتاحية : تشخيص، توسيع، التطهير، المياه المستعملة، إعادة التأهيل، سيدي عكاشة، شبكة الصرف الصحي.

Résumé

L'objectif principal de notre projet est de relever les anomalies que pose l'agglomération de Sidi Akkacha (W.Chlef) en matière d'assainissement afin de prévoir des travaux de réhabilitation et d'extension du réseau existant. la commune de Sidi Akkacha génère actuellement une situation alarmante dans le domaine d'assainissement notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées vue que ce dernier n'est pas été entretenu selon les normes requises (rejets direct vers oued Allala) ,ainsi que la dégradation du réseau existant à cause de son vieillissement . Afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable Pour ce faire, nous avons entamé notre étude par un diagnostic afin de relever toutes ces anomalies. Notre deuxième étape consistait à renouveler tout le réseau d'assainissement avec un plan adapté à l'horizon 2050, où les eaux usées seront à terme acheminées vers la station d'épuration de la commune voisine "Ténes". Nous avons également estimé le devis de ce projet comme finalité de notre étude.

Mots clés : Diagnostic, Extension, Assainissement, Les eaux usées, Réhabilitation, Sidi Akkacha, Réseau d'eau usée.

Abstract

The main objective of our project is to identify the anomalies of the existing sewage network in the agglomeration of Sidi Akkacha in order to plan for the rehabilitation and extension of the existing network. The municipality of Sidi Akkacha is currently generating an alarming situation in the field of sewage network, particularly because of the dysfunction of the existing network due to its aging. In order to achieve the objectives and realize an exemplary city for a pleasant environment, we began our study with a diagnosis to identify all the dysfunctions; our second step is to renew the entire sanitation network for Horizon 2050. Once we have gathered all the necessary data for this work, we have estimated the flows to be evacuated, then the sizing and layout of the networks using the Covadis software. In addition, we have prepared a quantitative and estimative cost.

Keywords: diagnosis, extension, Wastewater, Rehabilitation, Sidi Akkacha, Wastewater Network.

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	1
I.1 Situation géographique :	1
I.2 Situation climatique :	2
I.2.1 La température :	2
I.2.2 Le vent :	3
I.3 La pluviométrie :	3
I.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :	4
I.4 La Topographie :	5
I.5 Situation géologique et lithologie :	5
I.6 Situation hydrographique :	6
I.6.1 Réseau hydrographique :	6
I.7 Situation démographique :	7
I.8 Situation hydrique :	8
I.8.1 Les ressources en eau :	8
I.8.2 Ouvrages de stockage et adduction :	8
I.8.3 Réseau de distribution d'eau potable :	8
I.8.4 Réseau d'assainissement :	8
Conclusion :	8

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction :	9
II.1 Diagnostic préalable du réseau :	9
II.2 Objectif de l'étude de diagnostic :	9
II.3 Phases principales d'une étude de diagnostic :	10
II.3.1 Recueil et exploitation de données :	10
II.3.2 Le pré-diagnostic :	11
II.3.3 Reconnaissance approfondie :	11
II.4 La nature des désordres :	12
II.5 Méthodologie, techniques d'enquêtes:	12

Sommaire

II.6	Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la ville de Sidi Akkacha : ...	13
II.6.1	Les rejets :	13
II.7	Etat du système d'assainissement existant de la ville de Sidi Akkacha :	13
II.7.1	Etat des regards :	13
II.7.2	Etat des bouches d'égout :	14
II.8	Déficiences fonctionnels dans le réseau d'assainissement :	14
II.9	Problèmes structurales :	18
II.10	Réhabilitation et reconstruction des réseaux :	22
II.10.1	Les réhabilitations de réseaux et d'ouvrages :	22
II.11	Les constats du rapport d'expertise :	22
II.12	Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement :	23
II.12.1	Gestion informatisée des réseaux d'assainissement :	24
	Conclusion.....	25

Chapitre III : Etude hydrologique

	Introduction :	25
III.1	Définition :	25
III.1.1	Les averses :	25
III.1.2	Le choix de la période de retour :	25
III.1.3	Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	26
III.2	Etude de précipitation :	26
III.2.1	Détermination de l'intensité moyenne maximale :	28
III.2.1.1	Paramètres statistique de la série :	28
III.2.1.2	Ajustement statistique de la série :	29
III.2.1.2.1	Ajustement à la loi de Gumbel :	29
III.2.1.2.2	Ajustement à la loi Log-normale (Galton) :	32
III.3	Le calcul de la valeur d'intensité pluviale qui correspond à une période de retour de 10 ans :	33
III.3.1	D'après la loi de Gumbel :	33
III.3.2	D'après la loi log-normale :	33
III.4	Contrôle de l'ajustement :	34
III.4.1	Test de Khi^2 :	34
	Conclusion.....	36

Chapitre IV: Calculs de base

Introduction :	37
IV.1 Situation Démographique :	37
IV.2 Notion de bassin versant :	38
IV.2.1 Bassin versant topographique :	38
IV.2.2 Bassin versant hydrogéologique :	38
IV.3 Choix du système d'évacuation :	40
IV.3.1 Systèmes fondamentaux :	40
IV.3.2 Critères influant sur le choix du système :	42
IV.3.3 Choix du système d'assainissement :	43
IV.4 Schémas d'évacuation :	43
IV.4.1 Choix du schéma du réseau d'évacuation :	45
IV.5 Principe du tracé du réseau :	45
IV.6 Choix du coefficient de ruissellement :	46
IV.6.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	46
IV.6.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :	47
IV.6.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	47
IV.6.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	47
IV.7 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	48
IV.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :	48
IV.8.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré :	49
IV.8.2 Calcul de la densité partielle :	49
IV.8.3 Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :	49
Conclusion :	50

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction :	51
V.1 Origine et nature des eaux à évacuer :	51
V.1.1 Les eaux usées :	51
V.1.1.1 Eaux usées d'origine domestique :	51
V.1.1.2 Eaux des services publics :	52
V.1.1.3 Les eaux usées d'origine industrielle :	52

Sommaire

V.1.2	Les eaux parasites :	53
V.1.3	Les eaux pluviales :	53
V.2	Estimation des débits des eaux usées :	54
V.2.1	Débits des eaux usées domestiques :	54
V.2.1.1	Evaluation du débit moyen journalier :	54
V.2.1.2	Evaluation du débit de pointe :	54
V.2.2	Débits des eaux usées des établissements publics :	56
V.2.2.1	Evaluation du débit moyen journalier :	56
V.2.2.2	Evaluation du débit de pointe :	56
V.3	Débits totaux des eaux usées à évacuer :	58
V.4	Estimation des débits des eaux pluviales :	59
V.4.1	La méthode rationnelle :	59
V.4.1.1	Coefficient réducteur de l'intensité :	60
V.4.1.2	Validité de la méthode rationnelle :	61
V.4.1.3	Hypothèses de la méthode rationnelle :	61
V.4.1.4	Temps de concentration d'un bassin versant :	61
V.4.1.5	Critiques de la méthode rationnelle :	63
V.4.2	Formule de Caquot :	64
V.4.2.1	Domaine d'emploi :	64
V.4.3	Choix de la méthode :	65
V.5	Calcul des débits pluviaux :	65
V.6	Calcul des Débits totaux à évacuer pour chaque sous bassin :	67
Conclusion	:	68

Chapitre VI: Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction	:	69
VI.1	Logiciel Covadis :	69
VI.1.1	Etude d'assainissement avec COVADIS :	69
VI.2	Conditions d'implantation des réseaux :	70
VI.3	Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques :	71
VI.3.1	Calcul de la pente:	71
VI.3.2	Paramètres hydrauliques :	71
VI.4	Le dimensionnement des canalisations :	72

Sommaire

VI.4.2	Formule de Manning-Strickler :	72
VI.5	Utilisation des abaques :	74
VI.5.1	Choix du diamètre :	74
VI.6	Vérification des conditions d'auto-curage du réseau :	75
	Conclusion :	77

Chapitre VI: Ouvrages annexes

	Introduction :	78
VII.1	Ouvrages principaux :	78
VII.1.1	Canalisations :	79
VII.2	Ouvrages annexes:.....	82
VII.2.1	Les ouvrages normaux :	82
VII.2.1.1	Les branchements :	82
VII.2.1.2	Les bouches d'égout :	83
VII.2.1.3	Les Fossés :	83
VII.2.1.4	Les regards :	83
VII.2.2	Les ouvrages spéciaux:	85
VII.2.2.1	Les déversoirs d'orage :	85
VII.2.2.2	Dimensionnement du déversoir d'orage :	87
VII.2.2.3	Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :	90
VII.2.2.4	Calcul des caractéristiques du déssableur :	92
	Conclusion :	94

Chapitre VIII : Organisation de chantier

	Introduction :	95
VIII.1	Les étapes d'avant-projet :	95
VIII.2	Dossier du marché :	95
VIII.3	La réalisation d'un réseau d'assainissement :	95
VIII.4	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	96
VIII.5	Manutention et stockage des conduites :	96
VIII.6	Décapage de la couche de terre :	96
VIII.7	Implantation des regards et des axes des tranchées :	97

Sommaire

VIII.8	Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :.....	97
VIII.9	Le lit de sable :	98
VIII.10	Pose des canalisations en tranchées :.....	99
VIII.11	Assemblage des conduites :.....	99
VIII.12	Essais sur les joints et les canalisations :.....	99
VIII.13	Exécution des regards :.....	100
VIII.14	Remblaiement et compactage des tranchées :	1011
VIII.15	Détermination du devis estimatif et quantitatif :	103
VIII.16	Planification des travaux :	104
VIII.16.1	Techniques de la planification :	104
VIII.16.2	Définition du réseau :.....	104
VIII.17	Durée d'exécution des tranchées :	105
VIII.18	Définitions des tâches et leurs durées :.....	105
VIII.19	Symboles des différentes opérations et leur durée :	106
Conclusion.....		107

Conclusion générale

Chapitre I : Présentation de la zone

Figure (I-1) : Carte administrative de la Wilaya de Chlef.....	1
Figure (I-2) : communes limitrophes de Sidi Akkacha	2
Figure (I-3) : Répartition mensuelle de la précipitation (station de TENES)	4
Figure (I.4) : Extrait de carte géologique de la zone d'étude et ses environs.	5
Figure (I.5) : extrait de carte lithologique de la zone d'étude.	6
Figure (I.6) : Chevelu hydrographique du BV de Allala W. (Chlef).	7

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Figure (II-1) : Photos de rejet de la ville de Sidi Akkacha vers oued Allala..	13
Figure (II-2) : Possibilités d'exfiltration et d'infiltration dans les réseaux d'égouts.	20
Figure (II-3) : Exemple de blocage Par la présence de racines.....	21
Figure (II-4) : Exemple d'obstruction.	21
Figure (II-5) : Exemple de fissures multiples.	21
Figure (II-6) : Raccordement pénétrant et défectueux	21

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure (III -1) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	31
Figure (III -2) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.....	32
Figure (III -3) : Comparaison entre les deux ajustements	35

Chapitre IV: Calculs de base

Figure (IV-1) : Evolution du nombre d'habitants de Sidi Akkacha en fonction du temps.....	38
Figure (IV-2) : Distinction entre bassin versant topographique et bassin versant hydrogéologique.....	39
Figure (IV-3) : Délimitation d'un bassin topographique.	40
Figure (IV-4) : Système unitaire	41

Liste des figures

Figure (IV-5) : Système séparatif.	41
Figure (IV-6) :Système Pseudo-séparatif.	42
Figure (IV-7) :Schéma perpendiculaire.	43
Figure (IV-8) :Schéma par déplacement latéral.....	44
Figure (IV-9):Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	44
Figure (IV-10):Schéma à collecteur étagé.....	44
Figure (IV-11): Schéma de type radial.....	45

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Figure (V-1) :principe schématique de détermination du coefficient « α ».	60
--	----

Chapitre VI: Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Figure (VI -1) : choix du diamètre à partir de l'abaque	74
--	----

Chapitre VI: Ouvrages annexes

Figure (VII-1):Différents types des joints sur tuyau en B.A.....	81
Figure (VII -2):Types de Branchements	82
Figure (VII -3): Les bouches d'égout	83
Figure (VII -4): regard latéral	85
Figure (VII-5) : Regard de jonction.....	85
Figure (VII -6):Schéma de principe du déversoir d'orage.....	86
Figure (VII -7):Déversoir à seuil latéral simple	87
Figure (VII -8):Conception détaillée d'un déversoir d'orage.	90
Figure (VII -9): Schéma d'un dessaleur couloir	91

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure (VIII-1) : Pose du lit de sable	98
---	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau (I-1): Répartitions mensuelles des températures (1988-2008).....	2
Tableau (I-2): Répartitions mensuelles de vent (1988-2008).	3
Tableau (I-3): caractéristique de la station pluviométrique (TENES)	3
Tableau (I-4): Répartition des valeurs des pluies moyenne mensuelles (1985-2018)	4
Tableau (I-5): La population de Sidi Akkacha pour différents horizons	7

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Tableau (II-1): Déficiences fonctionnels dans le réseau d'assainissement.....	15
Tableau (II-1): Problèmes structurales dans le réseau d'assainissement.....	18

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau (III-1): Identification de la station pluviométrique de TENES.....	26
Tableau (III-2): Précipitation maximales journalière (station de TENES).	27
Tableau (III-3): Paramètres statistique de la série.	28
Tableau (III-4): Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.	30
Tableau (III-5): Quantiles théoriques de Gumbel.	31
Tableau (III-6): Quantiles théoriques de Log-normale.	32
Tableau (III-7): tableau des résultats de la loi de Gumbel pour T= 10 ans.	33
Tableau (III-8): tableau des résultats de la loi Log-normale pour T= 10 ans.	33
Tableau (III-9): résultats de test de χ^2	34

Chapitre IV: Calculs de base

Tableau (IV-1) : La population de Sidi Akkacha à l'horizon d'étude	37
Tableau (IV-2) : coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	46
Tableau (IV-3) : coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.....	47
Tableau (IV-4) : Coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces drainé	47
Tableau (IV-5): Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	47
Tableau (IV-6): Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	48

Liste des tableaux

Tableau (IV-7): Nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	50
--	----

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Tableau (V-1) : Evaluation des débits des eaux usées Domestiques	55
Tableau (V-2) : Evaluation des débits des eaux usées des équipements publics	57
Tableau (V-3) : débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.	58
Tableau (V-4) : valeurs du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance P-2.	60
Tableau (V-5) : Débits pluviaux pour chaque sous bassin.	66
Tableau (V-6): Débits totaux à évacuer pour chaque sous bassin.....	67

Chapitre VI: Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau (VI-1): caractéristiques des collecteurs du réseau projeté.....	76
--	----

Chapitre VII : Ouvrages annexes

Tableau (VII-1): Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.	78
--	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau (VIII-1): Coefficient de foisonnement.....	102
Tableau (VIII-2): Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement	103
Tableau (VIII-3): Calcul de la durée d'exécution des divers travaux	105
Tableau (VIII-4) : Symboles des différentes opérations et leur durée.....	106

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse de la ville de Sidi Akkacha.

Planche N°2 : Plan de réseau projeté.

Planche N°3 : Profil en long du collecteur principal.

Planche N°4 : Ouvrages annexes.

Liste des annexes

Annexe 1 :

- Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente.
- Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

Annexe 2 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.

Annexe 3 : Le réseau à nœud des travaux.

Introduction Générale

Introduction générale

L'assainissement d'une agglomération a pour but de garantir l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de santé et d'hygiène. Un réseau d'assainissement regroupe l'ensemble des étapes de collecte, de transport et de traitement des eaux usées et des eaux de pluie d'une ville, d'un site industriel ou d'une parcelle privée avant leur rejet dans le milieu naturel.

En effet, un système d'assainissement est en perpétuelle évolution et le problème majeur que l'on rencontre en Algérie c'est la gestion, par ce que la majorité des agglomérations possèdent un réseau.

De nos jours, les villes de la wilaya de Chlef connaissent, comme toutes les grandes villes du pays, un développement démographique remarquable. Ce qui entraîne inévitablement une production croissante de rejets et nécessite donc une évacuation convenable des eaux usées et également des eaux pluviales. La ville de Sidi Akkacha présente actuellement une situation alarmante notamment en matière de système d'évacuation des eaux usées et pluviales. Dans cet aspect, notre étude sera portée sur cette agglomération.

D'après les informations des services techniques de subdivision hydraulique de la ville de TENES, la majorité des collecteurs d'assainissement sont défectueux et ne remplissent plus leur rôle. Les ouvrages spéciaux ne répondent pas au fonctionnement normal de ce réseau, vu le problème de colmatage et la présence de plusieurs points de rejet ont été constatés vers Oued Allala.

Devant un tel état vétuste du réseau et les constatations faites, une solution à long terme détaillé dans ce mémoire de fin d'étude intitulé diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Akkacha (W. Chlef), un système d'évacuation va être projeté basé sur l'étude technico-économique. Une démarche qui rentre dans la stratégie du pays « zéro rejet vers le milieu naturel » afin d'améliorer le cadre de vie des habitants et d'éviter les risques de pollution qui menacent la santé de l'agglomération, les nappes d'eau ainsi que les zones agricoles.

Notre travail est composé de six chapitres dont une introduction et une conclusion générale, à savoir:

- Chapitre 1 : Présentation de la zone.
- Chapitre 2 : Diagnostic du réseau d'assainissement existant.
- Chapitre 3 : Etude hydrologique.
- Chapitre 4 : Calcul de base.
- Chapitre 5 : Estimation des débits à évacuer.
- Chapitre 6 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.
- Chapitre 7 : Ouvrages annexes.
- Chapitre 8 : Organisation de chantier.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone

Chapitre I

Présentation de la zone

Introduction

Avant tout projet d'alimentation en assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'assainissement ainsi que la connaissance de la géologie du site ce qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux et de ce fait mener à bien notre travail.

I.1 Situation géographique

Sidi Akkacha est une commune situé dans la Wilaya de Chlef, situé à 45 km au nord de la ville du Chlef. Située dans une vaste plaine au cœur du Dahra. Elle est limitée par :

- Au nord : la commune de Ténès.
- Au sud : les communes de Bouzghia et Benairia.
- A l'est : les communes de Zeboudja et Oued Goussine.
- A l'ouest : la commune d'Abou Elhassen.



Figure I.1 : Carte administrative de la Wilaya de Chlef

Source : Découpage administratif de l'Algérie & monographie



Figure I.2 : Communes limitrophes de Sidi Akkacha

Source : DREW Chlef, 2020

I.2 Situation climatique

Le climat est un facteur très important dans le processus des phénomènes des crues. Il est donc nécessaire d'étudier à fond ses composantes. Cette étude est consacrée à la quantification des précipitations à fin de déduire les composantes de l'écoulement correspondant.

I.2.1 La température

Comme les autres facteurs, la température joue un rôle très important dans la détermination des critères climatique d'une région.

La région est caractérisée par un climat méditerranéen, plus au moins régulier, avec un hiver court froid et pluvieux et un été chaud et sec.

Tableau I.1 : Répartitions mensuelles des températures (1988-2008)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	déc
Température (°C)	10,8	12,7	12,7	13,9	19,5	22,0	25,1	28,5	22,0	20,2	16,6	14,1

Source : O.N.M (Chlef)

Le mois le plus chaud de l'année est celui d'Août avec une température moyenne de 28,5 °C. Janvier est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 18,1 °C à cette période.

I.2.2 Le vent

Le phénomène du vent est un facteur aussi prépondérant à l'implantation de certains ouvrages. La force du vent est estimée à la moyenne pendant la période qui s'étale entre 1988 et 2008.

Tableau I.2 : Répartitions mensuelles du vent (1988-2008)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	déc
Vent (m/s)	1,9	2,3	2,4	2,7	2,8	2,9	2,8	2,6	2,3	2,2	2,1	2,1

Source : O.N.M (Chlef)

I.3 La pluviométrie

L'observation de la pluviométrie est disponible au niveau de la station de Tenès voisine à la zone d'étude et ayant les similitudes altimétrique et pourvue d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

Tableau I.3 : Caractéristique de la station pluviométrique (Tenès)

N°	Nom de la station	Code	coordonnées géographiques		Période d'observation	Nombre d'années complètes	Pluie moyenne annuelle
			X (km)	Y (km)			
01	Tenès	20205	376,8	359	1985-2018	33	457,68

Source : ANRH Blida, 2020

I.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

Tableau I.4 : Répartition des valeurs des pluies moyenne mensuelles (1985-2018)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P (mm)	20,64	37,69	83,93	81,59	68,85	60,44	55,8	46,59	38,1	5,56	0,97	4,13	457,68
P (%)	4,09	7,47	16,64	16,18	13,65	11,99	11,07	9,24	7,55	1,1	0,19	0,82	100%

Source : ANRH Blida, 2020

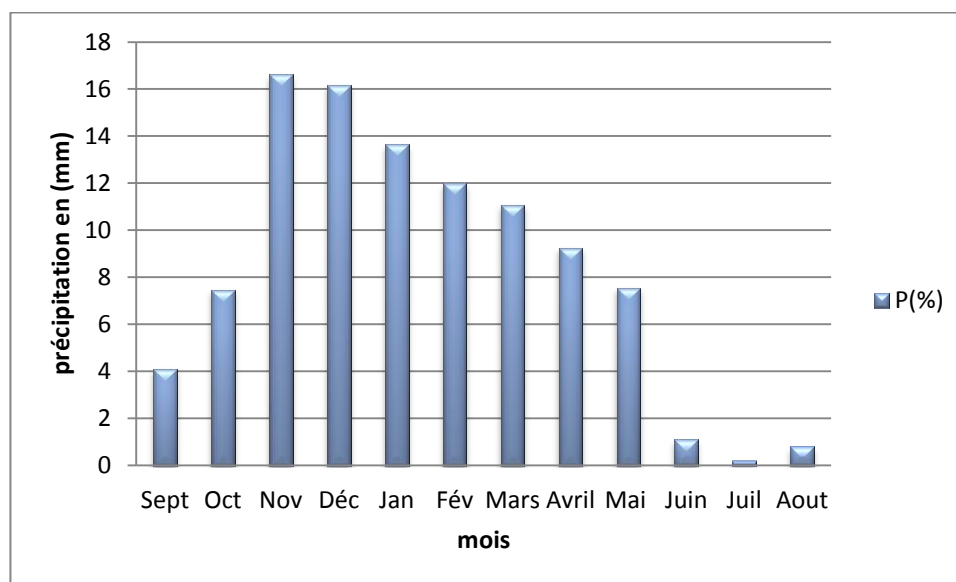


Figure I.3 : Répartition mensuelle de la précipitation (station de TENES)

(Période : 1985-2018)

&- Commentaire

D'après l'histogramme des précipitations mensuelles, nous pouvons noter que :

- La période pluvieuse va du mois de Novembre au mois d'Avril en général, cependant, le mois de Novembre reste le plus pluvieux (83,93 mm).
- La période sèche correspond aux mois de juin, juillet et Août avec un minimum de pluviosité enregistré en juillet (0,97 mm).

I.4 La Topographie

La topographie d'un bassin versant a un impact majeur sur la composante gravitaire, principal moteur des écoulements, sur la répartition des apports atmosphériques, sur l'organisation spatiale des sols et formations superficielles ainsi que sur la répartition des différents types d'écoulements. Relativement stable à l'échelle des temps hydrologiques, elle représente un facteur important dans la genèse des débits.

La ville de Sidi Akkacha présente des pentes variant de 0,2 % à 5 %. Le site est caractérisé par un relief accidenté et une irrégularité peu importante.

La zone révèle la présence d'oued Allala qui s'étend sur une superficie de 287,15 Km² délimités par une ligne de partage des eaux représentant son périmètre qui s'évalue à 89,88 Km.

Les pentes sont dirigées globalement vers oued Allala, soit directement soit indirectement à travers les différents affluents qui y aboutissent.

I.5 Situation géologique et lithologie

D'après la carte géologique, montre que le Nord d'oued Allala, zone dont fait partie la ville de Sidi Akkacha est formé par des formations autochtones et allochtones. Dans la partie côtière de la région, les nappes géologiques sont chevauchées sur les formations en sédiments en position autochtonnelle. Dans la partie Est, une nappe de Flysch et dans la partie Ouest une nappe numidienne. Nous pouvons constater que la région centrale du bassin versant est couverte par les formations post-miocènes (sable, gravier, argile, ...).

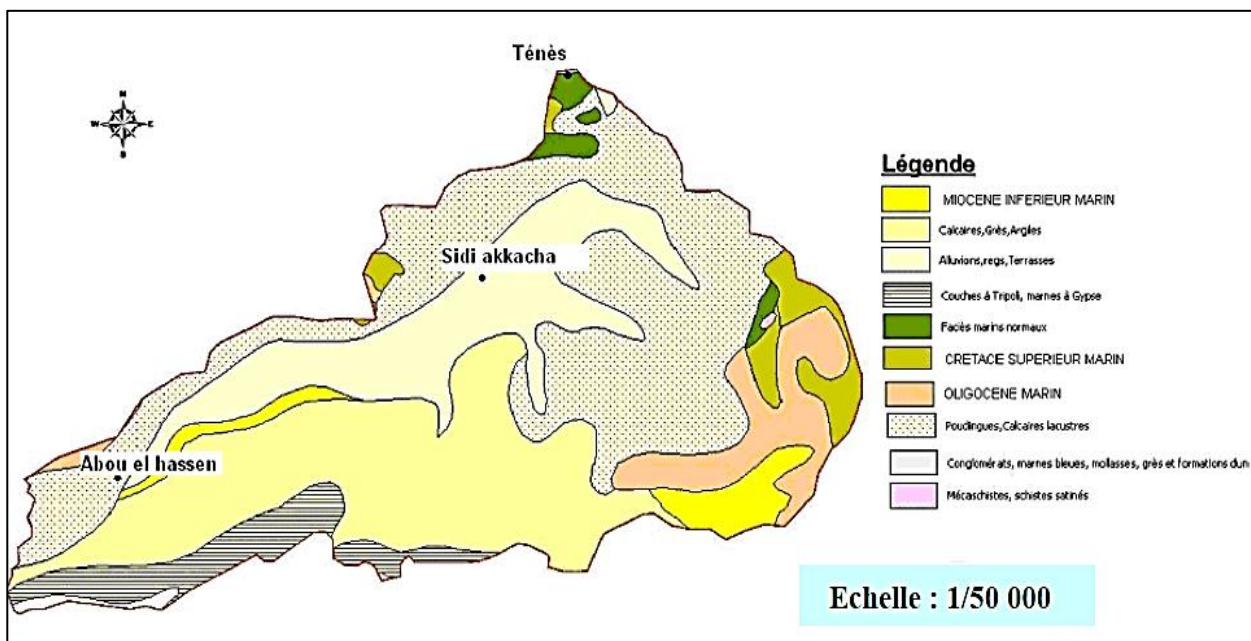


Figure I.4 : Extrait de carte géologique de la zone d'étude et ses environs

(Source : ANRH Chlef, 2008)

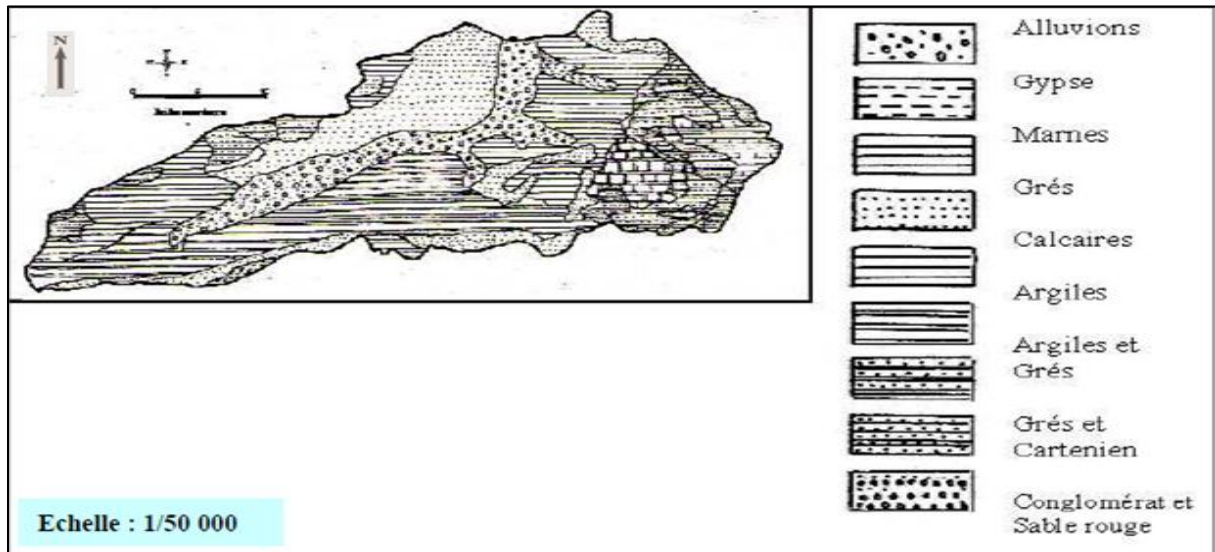


Figure I.5 : Extrait de carte lithologique de la zone d'étude et ses environs

(Source : ANRH Chlef, 2008)

I.6 Situation hydrographique

I.6.1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique englobe l'ensemble des ressources en eau, il est composé de sources, nappes souterraines et des oueds.

Le bassin versant de l'oued **Allala** fait partie du grand bassin versant du "Abou El Hassan".

La hiérarchie du réseau hydrographique est :

- Oued Ben Gada;
- Oued El Gutta;
- Oued Bou Guetrane;
- Oued Mokhtar;
- Oued Ourilas.

L'oued étant l'oued **Allala** proprement dit. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait du Sud-Ouest vers le Nord-Est (Figure N° I.6). Il apparaît clairement que le chevelu hydrographique est assez développé, cela est attribué vraisemblablement aux fortes pentes des versants.

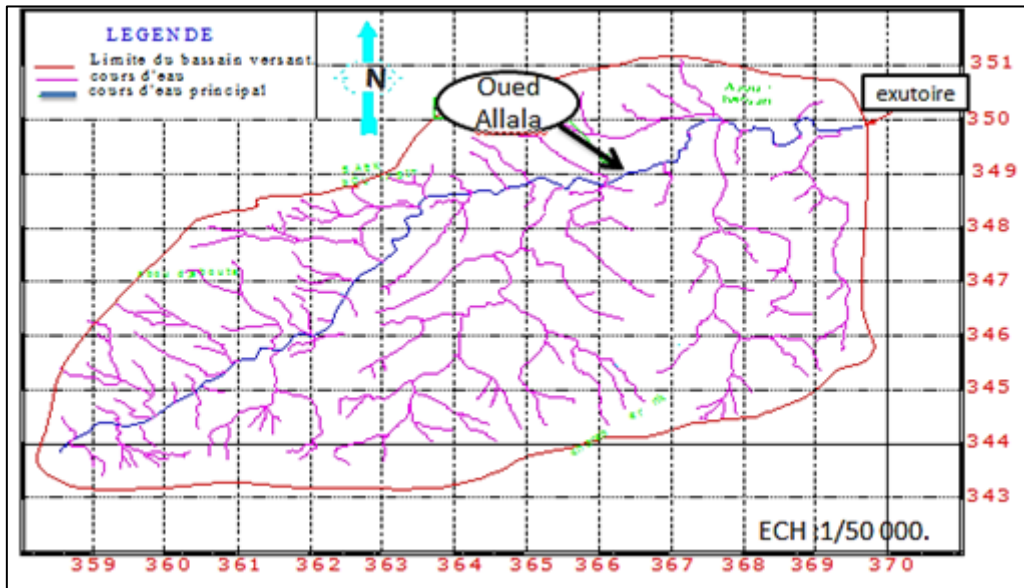


Figure I.6 : Chevelu hydrographique du bassin versant de l’oued Allala (W. Chlef)

(Source : ANRH Chlef, 2008)

- La formation géologique de la région est constituée d’un réservoir d’eau appréciable.
- Les eaux de pluies s’infiltrent pour donner naissance à des points d’eau (sources, puits et forages).

I.7 Situation démographique

En hydraulique urbaine, l’ingénieur doit prévoir dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée ; pour répondre aux besoins de cette population.

D’après le recensement qui a été effectué par le service d’APC de Sidi Akkacha en 2013, la population communale est évaluée à 14426 habitants, avec un taux d’accroissement de 1,3 % (Source APC de Sidi Akkacha).

Le nombre d’habitants pour les différents horizons est estimé d’après les accroissements géométriques comme suit :

Tableau I.5 : La population de Sidi Akkacha pour différents horizons

Années	2013	2020	2050
Population	14426	15792	23266

I.8 Situation hydrique

I.8.1 Les ressources en eau

L'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Akkacha s'effectue à partir de 2 forages, l'un est à Ouled Larbi et l'autre à Hay Farès Nedjari débitant de 16 l/s, en plus la commune a bénéficié d'un débit de 24 l/s à partir du barrage Sidi Yakoub, couloir Chlef-Tenès.

I.8.2 Ouvrages de stockage et adduction

L'adduction se fait par pompage vers 3 réservoirs d'une capacité totale de 2000 m³.

I.8.3 Réseau de distribution d'eau potable

Le réseau d'AEP dans sa totalité est maillé avec des ramifications exécutées avec des conduites en PEHD, leurs diamètres varient entre 40 et 160 mm. La conduite d'amenée qui relie le réseau de distribution au réservoir est en PEHD de diamètre 250 mm.

I.8.4 Réseau d'assainissement

D'après la subdivision d'hydraulique de la daïra de Tenès et l'APC de Sidi Akkacha, la majorité du réseau se trouve dans un mauvais état, réseau vétuste et sous dimensionné. Les extensions prévues ne peuvent pas se raccorder sur ce dernier. Les collecteurs de Sidi Akkacha se déversent directement à Oued Allala.

Conclusion

Dans cette partie, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude de point de vue géographique, hydrique, climatologique et démographique. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration du projet concernant le dimensionnement du réseau d'assainissement (qui va suivre dans le chapitre ultérieur).

CHAPITRE II :

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Chapitre II**Diagnostic du réseau d'assainissement existant****Introduction**

En assainissement, l'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, des installations, ..., en vue de les réhabiliter, de les restructurer, et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

La ville de Sidi Akkacha est une ville de création coloniale, donc elle possède un réseau d'assainissement qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants.

Cette étude a pour objet de relever les problèmes et les anomalies que posent le réseau d'assainissement, afin de prévoir des travaux d'entretien et de réhabilitation.

II.1 Diagnostic préalable du réseau

Pourquoi évaluer, diagnostiquer et planifier les interventions sur les réseaux? La réponse comporte trois éléments principaux : d'abord, pour optimiser les investissements étant donné que les ressources sont limitées et que les besoins sont très grands, ensuite, pour éviter des bris et des effondrements catastrophiques ainsi que les coûts et inconvénients qui y sont associés et finalement, dans une perspective plus politique, pour éviter la mauvaise publicité et la perte de confiance des usagers envers les gestionnaires et les infrastructures.

Il consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement et à étudier les fonctionnements et dysfonctionnements pour concevoir des solutions d'amélioration fondées sur la mise en place d'outils permanents de gestion. Cette étude nous permettra de cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire une population à desservir jusqu'à l'horizon d'étude 2050. (Grondin B, *et al.* 2012)

II.2 Objectif de l'étude de diagnostic

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement. Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Akkacha à savoir :

- La connaissance du réseau et la détermination des zones d'extensions : La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître le tracé exact de celui-ci et toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.). Toutes ces caractéristiques topographiques (pente, côte...etc.).

- La surveillance et l'enquête du réseau existant : se fait en continu par des opérations d'inspections périodique, et qu'on double après chaque événement exceptionnel « inondation, pluies torrentielles ».

II.3 Phases principales d'une étude de diagnostic

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales sont les suivantes :

II.3.1 Recueil et exploitation de données

Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'interventions de manière à ordonner au fur et à mesure de l'avancement, la prise des connaissances et les visites d'ouvrages. En effet, tous les documents graphiques et les informations techniques s'y rapportant doivent être coordonnés et complétés par des contrôles in situ. (Sewerage Rehabilitation Manual, WRC, 1989).

On distingue trois sortes de données :

a. Données de Base

Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic, ce dernier étant l'acte qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent.

Les données de base sont définies comme :

- 1) Données relatives à la collecte :
 - Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable.
 - La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et la pente).
- 2) Données relatives au réseau et ses ouvrages annexes (collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dés sableur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).
- 3) Données relatives au traitement : Bilan de traitement.

Ainsi, les données de base sont définies comme étant celles relatives aux facteurs de dégradation, ainsi que celles traduisant un dysfonctionnement.

Les facteurs de dégradations sont de deux types : externes à l'ouvrage, ou internes à celui-ci.

- Les facteurs externes comprennent tous les facteurs qui jouent un rôle dans l'apparition des perturbations géotechniques, les contraintes de surface, ainsi que celles qui interviennent dans la transmission de ces dernières à l'ouvrage : type de sol, qualité et fluctuation du niveau de la nappe, qualité de l'interface sol-ouvrage, type de voirie et de circulation en surface, profondeur de l'ouvrage.
- Les facteurs internes de dégradation sont l'ensemble des données relatives à l'ouvrage pris hors de son contexte environnemental : géométrie, matériau et type de construction, période de construction, type d'effluent, fonctionnement (mise en charge ou non), ...etc.

b. Données d'orientation

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, ...etc. Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place. (Sewerage Rehabilitation Manual, WRC, 1989).

On distingue comme données d'orientation, **les symptômes et les signes**.

Dans notre étude, pour rester en cohérence avec le langage habituellement utilisé en génie urbain, nous adopterons les définitions suivantes :

- **Signe** : toute manifestation extérieure au réseau physique (structurel) ; comme par exemple, les plaintes des riverains et des usagers, les effondrements de chaussées, ... ;
- **Symptôme** : toute marque intérieure au réseau physique, comme par exemple les fissures, les déboîtements, les effritements de l'enduit,

Les symptômes et les signes sont ceux qu'interprète un diagnostic, par les auscultations, pour trouver les causes d'un dysfonctionnement, ou d'une panne.

II.3.2 Le pré-diagnostic

Dans cette étape, et après la collecte des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

II.3.3 Reconnaissance approfondie

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires, ce qui permet de :

- ✓ Quantifier les fuites de pollution dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets.
- ✓ Détecter les apports des eaux parasites.
- ✓ L'étude démographique, nombre d'habitants, d'emploi sur une zone ayant des caractéristiques physiques et socio-économiques homogènes.
- ✓ La localisation des tronçons suspects, des (points noirs), débordements.
- ✓ La répartition des indications de la pollution.
- ✓ Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses, et des métaux lourds.
- ✓ Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement.

Car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

II.4 La nature des désordres

Le réseau actuel est sujet à plusieurs dysfonctionnements qui remettent en cause sa fiabilité. On a une mauvaise évacuation des eaux dans les conduites qui fait que les propriétés hydrauliques ne sont pas vérifiées dans le réseau.

Nous constatons les problèmes suivants :

- ✓ Cavités, effondrement au droit des joints et manque d'étanchéité.
- ✓ Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtés.
- ✓ Désalignement, contre-pentes, pentes insuffisantes.
- ✓ Branchements défectueux.
- ✓ Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs.
- ✓ Introduction des racines, obstructions.
- ✓ raccordement non généralisé des habitations (utilisation de fosses septiques).
- ✓ fermeture de trous de tampons pour certains regards.
- ✓ Dépôts importants de déchets solides dans les regards et ensablement des canalisations.

II.5 Méthodologie, techniques d'enquêtes

La méthodologie détaillée des investigations peut comporter cinq volets principaux (Grondin B, *et al.* 2012) :

- ❖ Recueil des données disponibles et interprétations :
 - ✓ Structure et plans des réseaux.
 - ✓ Fonctionnement du système de collecte/épuration des eaux usées.
- ❖ Mesures de volumes et de flux de pollution par bassins versants de collecte des eaux usées :
 - ✓ Mesures de débit.
 - ✓ Mesures de charges polluantes.
 - ✓ Exploitation des enregistrements.
 - ✓ Réseau de collecte des eaux pluviales-branchements non conformes.
 - ✓ Etude des rejets industriels.
 - ✓ Evaluation de l'impact du système d'assainissement sur le milieu naturel.
- ❖ Localisation précise des anomalies.
- ❖ Synthèse du diagnostic de la situation actuelle.
- ❖ Elaboration du schéma directeur d'assainissement:
 - ✓ Réseau de collecte et de transfert des eaux usées.
 - ✓ Système d'assainissement global.

Pour parvenir à la connaissance de l'état réel des ouvrages, l'exploitant doit s'appuyer sur diverses techniques :

- ✓ La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres.
- ✓ Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique.
- ✓ Les essais à la fumée ou par injection de colorant.
- ✓ La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés, ou abandonnés
- ✓ L'inspection télévisée par caméra autotractée.
- ✓ La visite pedestre des collecteurs visitables avec enregistrement codifié des Anomalies.

II.6 Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la ville de Sidi Akkacha

Le réseau en question c'est un ancien réseau de type unitaire avec une structure latérale. Il est destiné à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères). Actuellement, le réseau d'assainissement de la zone étudiée étend sur une superficie de **53,47 ha**. Ce système était de type unitaire dans sa conception première mais au fil du temps Il a subi plusieurs changements, c'est un réseau qui rejette les eaux collectées directement vers l'oued Allala avec des collecteurs circulaires de diamètres variant de 300 à 800 mm, mal dimensionnés et des regards bouchés avec des tampons en béton (sans entretien).

Le système d'assainissement de cette ville ne comporte pas des ouvrages comme le déversoir d'orage ou la station de relevage. Il se compose de 02 collecteurs principaux avec une longueur totale du réseau connu à 4620 m.

II.6.1 Les rejets

Le réseau d'assainissement de la ville de Sidi Akkacha comprend plusieurs points de rejet vers oued d'Allala.

a. Etat des rejets

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans le cours d'eau sans prétraitement. Ce qui a posé beaucoup de pollution et même il y a toujours le risque d'apparition des maladies à transmission hydrique et la contamination des nappes souterraines destinées à l'alimentation d'eau potable.



Figure II.1: Photos de rejet de la ville de Sidi Akkacha vers oued Allala

(Source : DREW Chlef, antenne de Tenès)

II.7 Etat du système d'assainissement existant de la ville de Sidi Akkacha

II.7.1 Etat des regards

Le réseau d'assainissement de la ville de la zone d'étude (Sidi Akkacha) renferme dans sa totalité 250 regards en béton armé de forme carrée avec une profondeur variant de 0,8 m à

5,5 m. La distance entre les regards varie de 10 à 70 m. La pente du terrain varie entre 0,3 % et 5 %. (Source : DREW Chlef, antenne de Tenès).

La majorité des regards sont dans un état lamentable (envasé), ceci est dû au manque d'entretien. De plus :

- Les regards ne sont pas munis d'échelles et ils sont parfois sans dalles. Ce constat a été observé au niveau des regards et des avaloirs du centre-ville avec l'absence de ces tampons créent alors une entrée potentielle d'eaux parasites en temps de pluie ainsi que les déchets solides.
- La négligence exorbitante dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié et couvert par les chaussées, et l'accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non couverts.
- Fermeture du trou de regard : les habitants ferment les trous de regards pour éviter les odeurs de l'égout et l' H_2S , ce qui va attaquer la matière des tampons.
- Des regards sont sous plusieurs couches de goudron ce qui rend l'intervention impossible.

II.7.2 Etat des bouches d'égout

Il est constaté que les bouches d'égout existent sur quelques rues seulement, ils sont tous en mauvais état et obturés par les boues, ou par des déchets solides, Dans le cas des crues le débit et le volume d'eau ruisselé causent un débordement d'eaux sur les trottoirs et la création des cuvettes d'eaux sur les routes, ce qui gêne la circulation et les piétons surtout. Cela est dû à l'absence de l'entretien et du nettoyage, elles sont dans leurs majorités de type simple (classique).

II.8 Déficiences fonctionnels dans le réseau d'assainissement

Un diagnostic fonctionnel préliminaire peut être posé à partir de l'inspection télévisée. L'observation de plusieurs défauts présents dans la section de conduite, tels que de l'infiltration et des obstructions, permet d'associer une cause à des problèmes ponctuels de capacité hydraulique insuffisante. (Zhao, *et al.*2001)

Tableau II.1 : Déficiences fonctionnels dans le réseau d'assainissement

Topologies	Description/définition	Causes	Conséquences
<p>Capacité hydraulique insuffisante</p>	<p>Une capacité hydraulique insuffisante signifie que la conduite ne permet pas d'évacuer les eaux usées recueillies. On peut détecter une capacité hydraulique insuffisante par l'observation de la mise en charge de conduites conçues pour s'écouler gravitairement. Ultiment, ces situations s'aggraveront et des refoulements d'égouts se produiront.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Un mauvais entretien, dimensionnement. - Une mauvaise conception. - Des changements d'affectation du sol (urbanisme et zonage) durant la vie utile de la conduite. - Des défauts liés à l'étanchéité du réseau.- Différents types d'obstruction (accumulation de débris ou effondrement de conduite). 	<ul style="list-style-type: none"> - Des risques pour la santé publique et pour l'environnement. - Des cycles de surcharge dans la conduite, ce qui augmente les risques de lessivage du sol enrobant la conduite lorsqu'il y a présence de défauts structuraux (fissures, fractures, joints ouverts/décalés). - Des conséquences financières importantes.
<p>Infiltration/exfiltration</p>	<p>Les phénomènes d'infiltration/exfiltration se matérialisent par la circulation de l'eau, de l'extérieur vers l'intérieur ou de l'intérieur vers l'extérieur de la conduite, qui entraîne des risques de lessivage du sol environnant la conduite (assise et enrobage) et, ultimement, l'effondrement des sections de conduite où les vides se produisent.</p>	<p>L'infiltration peut être causée par un haut niveau de la nappe phréatique ou par une fuite de conduite d'eau située à proximité, combinée à la présence de joints ou de raccords non étanches, de matériaux défectueux ou par la présence de défauts structuraux.</p>	<p>Les conséquences de l'infiltration/exfiltration sont des dommages physiques aux infrastructures (conduites, routes), des risques pour l'environnement (contamination de la nappe) et des risques pour la santé humaine (contamination de la nappe phréatique, source</p>

		<ul style="list-style-type: none"> -Une garniture manquante ou mal installée. -Un matériel ou un produit d'étanchéité utilisé à la mauvaise température. -Un emboîtement non centré des conduites, causé par un mauvais appareillage ou une méthode inadéquate d'installation. -Un manque de flexibilité dans la connexion entre la conduite et la structure (regard). -Des fissures de retrait qui excèdent les tolérances. -défauts structuraux. 	<p>d'eau potable).</p> <ul style="list-style-type: none"> -Augmentation de la quantité d'eau à traiter et des matières en suspension à éliminer, cela se traduisant par des augmentations des coûts de traitement et des pertes d'efficacité. -Création de vides autour de la conduite. -Risque de pénétration de racines. -Augmentation de la charge hydraulique pour tout le réseau.
Obstructions	<p>Les obstructions sont des objets ou des matériaux qui sont dans la conduite et qui limitent la circulation de l'eau en diminuant l'espace disponible. Les obstructions sont, par exemple : Des dépôts. Des incrustations (calcaire) ou encore des objets véhiculés par les eaux (dépôts ou objets). parmi les symptômes on trouve : L'augmentation du niveau d'eau et le refoulement des eaux et d'odeurs.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Des pentes trop faibles (à la conception). -Une mauvaise construction (pas de nettoyage avant la mise en service). -Mauvaise installation d'une garniture d'étanchéité. - Des pièces de conduite qui se sont détachées ou encore le résultat de l'infiltration. 	<ul style="list-style-type: none"> -Accumulation de débris ce qui cause la restriction de la section et éventuellement, de refoulements.
Intrusions	<p>Pénétration dans l'ouvrage section (ou traversée) d'un élément de extérieur : racines, tuyaux, gaines...</p>	<ul style="list-style-type: none"> -L'absence d'étanchéité de l'égout et leur situation par rapport à la nappe phréatique (lorsque la 	<ul style="list-style-type: none"> -Une réduction de la capacité hydraulique. Des risques de blocage. -Une augmentation des efforts d'entretien et de

	<p>La pénétration des racines se manifeste à travers les fissures très fines d'égout qui situent au-dessus d'une nappe phréatique.</p>	<p>nappe phréatique se situe au-dessous du radier de la conduite).</p> <p>-La présence de certaines essences d'arbres au-dessus des conduites.</p>	<p>nettoyage.</p> <p>- La décomposition anaérobie des dépôts qui se retrouvent à travers les racines, pouvant être une source de gaz et d'odeurs nuisibles et entraînant la corrosion des conduites de ciment (H₂S).</p>
--	--	--	---

II.9 Problèmes structurels

Une étude des défauts structurels observés dans la conduite, combinée à la connaissance de la nature du sol encaissant, permet de comprendre les interactions sol/conduite. Cette connaissance de l'état de l'enrobage et du remblai directement en contact avec les éléments du réseau est essentielle pour comprendre les mécanismes de dégradation structurelle et identifier les solutions de réhabilitation. (Zhao, *et al.*2001).

Tableau II.2 : Problèmes structurels dans le réseau d'assainissement

Topologies	Description/définition	Causes	Conséquences
Fissures/fractures	Les fissures et les fractures se produisent principalement sur les conduites rigides. Les fissures/fractures sont classées en quatre types : circulaire, longitudinal, multiple et spiral.	<p>Circulaire :</p> <ul style="list-style-type: none"> -Les charges en flexion qui excèdent la capacité de la conduite, des charges de poinçonnement (roches dans l'assise une conduite appuyée sur la cloche. Une connexion rigide avec une structure (regard). <p>Longitudinal :</p> <ul style="list-style-type: none"> -Des charges verticales supérieures aux charges de conception. -Les effets de l'usure. -Des joints mal emboîtés <p>Des dommages durant le transport.</p> <ul style="list-style-type: none"> -Le remblayage ou la compaction <p>Multiple :</p> <ul style="list-style-type: none"> -Des charges ponctuelles. -Une conduite appuyée sur la cloche. -Une roche dans l'enrobage. - La pénétration extrême de racines. 	<ul style="list-style-type: none"> -Les fissures circulaires ne sont pas des défauts graves, mais elles peuvent créer de L'infiltration et occasionner la détérioration de la conduite. -Les fissures longitudinales sont des sources de perte de stabilité qui, une fois devenues des fractures, pourront conduire à un effondrement de la conduite qui peuvent entraîner des refoulements ou des effondrements de chaussée, ou encore des dommages à d'autres infrastructures. -Le lessivage du sol qui enrobe la conduite. - L'affaissement des couronnes à cause de mouvement sur les côtés des conduites.

<p>Perforation</p>	<p>Percement localisé de la conduite avec disparition d'une partie de la structure.</p>	<p>-Le trou est une aggravation du bris. L'infiltration peut être une cause d'aggravation du bris menant à la création d'un trou. -La réalisation de travaux à proximité d'une conduite déjà affaiblie par des fractures ou des bris peut causer la chute de morceaux de conduite, créant ainsi un trou.</p>	<p>-L'augmentation du risque d'effondrement de la section de conduite. - Des affaissements des chaussées. -Le défaut localisé d'étanchéité (infiltrations et exfiltrations) entraîne les matériaux du terrain perturbés les écoulements si ces matériaux s'accumulent.</p>
<p>Déformation</p>	<p>Une déformation de conduite se produit lorsque la conduite est fissurée et que le sol sur les côtés n'offre plus de support. La probabilité d'un effondrement final est élevée lorsque la déformation est supérieure à 10 %. Cette étape finale peut arriver rapidement en réponse à une influence extérieure (surcharge en surface, surcharge hydraulique, excavation à proximité).</p>	<p>-mauvais calculs des charges statiques, conduite défectueuse, pose de conduite inappropriée, mauvaise estimation des charges et des conditions de support, mauvaise assise ou enrobage, mauvaise compaction, effet de la température. -À la suite de fuites ou d'infiltrations, de l'usure mécanique ou de la corrosion.</p>	<p>-Réduction de la capacité hydraulique. -Blocage. -Augmentation des besoins en entretien. -Danger de fissuration ou de renflement pour les très grandes déformations. -Infiltration/exfiltration. - Fracture. -Bris. -Effondrement.</p>
<p>Poinçonnement</p>	<p>Déformation ponctuelle non traversant de la conduite.</p>	<p>Le poinçonnement s'apparente à une perforation non aboutie, c'est-à-dire sans percement ni perte d'étanchéité. microfissures Il se manifeste localement par une Déformation du matériau constitutif la conduite sous l'effet de la poussée d'un élément dur extérieur.</p>	<p>-décomposition du terrain au droit du poinçonnement. -apparition des microfissures à l'intrados. - évolution souvent rapide vers une perforation avec perte d'étanchéité.</p>

<p>Raccordements défectueux</p>	<p>Les raccordements aux conduites rigides peuvent avoir été faits à l'aide de pièces préfabriquées, à l'aide d'une sellette ou encore à la masse.</p>	<p>-La principale cause est une méthode de construction inadéquate.</p> <p>-Un manque d'étanchéité à la connexion du raccordement et de la conduite principale entraîne le lessivage du sol et un déplacement de l'une ou l'autre de ces portions de conduites. Ce déplacement crée des tensions dans les sections de conduites qui peuvent se fissurer.</p>	<p>-elle se manifeste très localement par une perte ponctuelle d'étanchéité.</p> <p>-filtration/ exfiltration.</p> <p>-la pénétration des racines.</p> <p>-des affouillements et entraînement de terrain dans l'ouvrage.</p>
---------------------------------	--	--	--

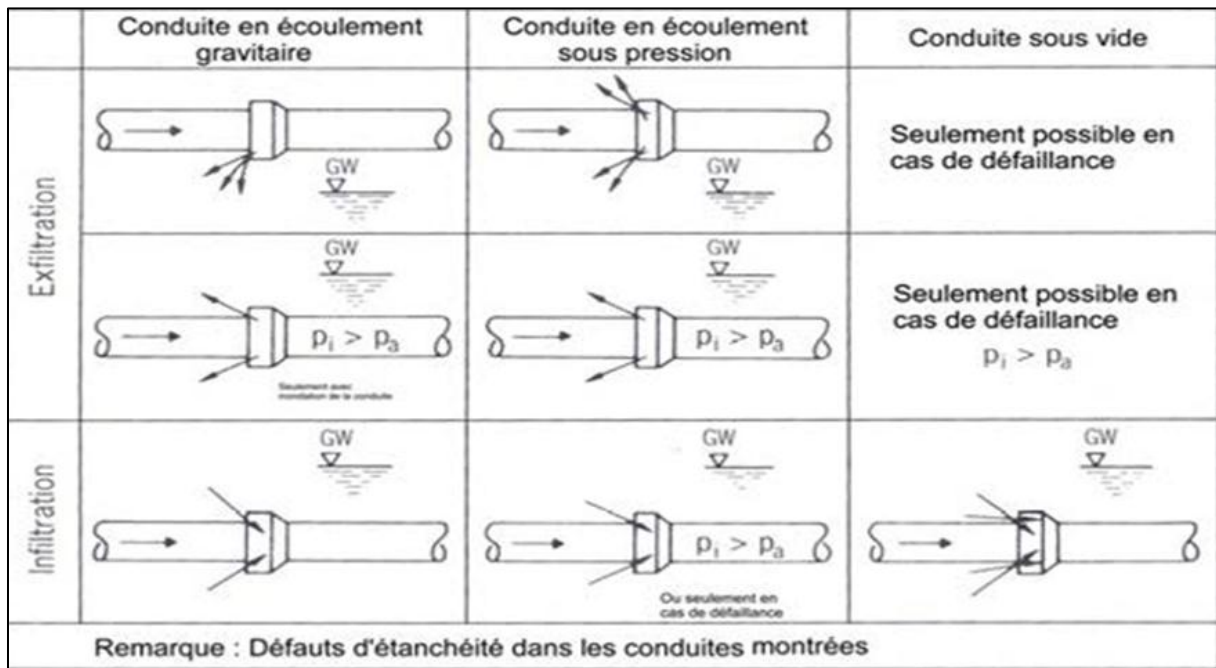


Figure II.2: Possibilités d'exfiltration et d'infiltration dans les réseaux d'égouts

(Source : Manuel sur les égouts, pathologies, diagnostic et intervention. Québec, 2012)



Figure II.3: Exemple de blocage
Par la présence de racines.



Figure II.4 : Exemple d'obstruction

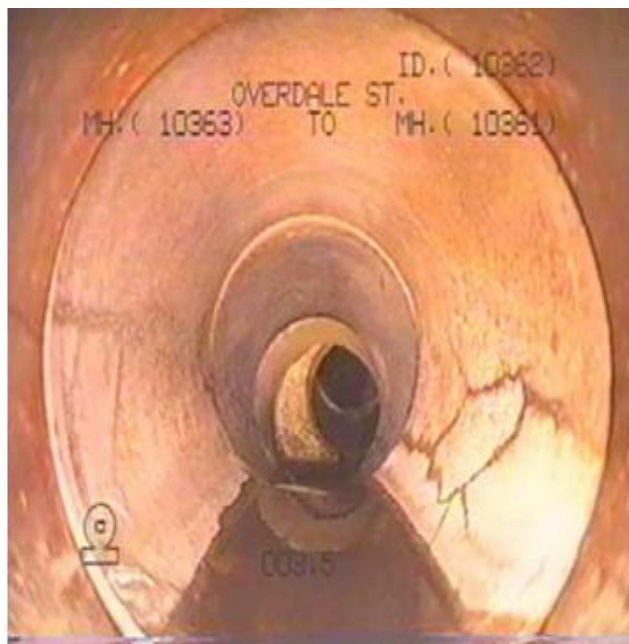


Figure II.5: Exemple de fissures multiples.



Figure II.6: Raccordement pénétrant
et défectueux

(Source Figure II : (3, 4, 5,6) : Manuel sur les égouts, pathologies, diagnostic et intervention. Québec, 2012).

II.10 Réhabilitation et reconstruction des réseaux

La réhabilitation consiste à remettre en état, par voie interne, un réseau d'assainissement ou de fluide industriel dégradé. En traitement ponctuel (réparation) ou en traitement continu (rénovation). La réhabilitation d'un réseau contribue au rétablissement de conditions optimales pour son exploitation (Grondin B, *el al.* 2012).

II.10.1 Les réhabilitations de réseaux et d'ouvrages :

Il s'agit de trouver des solutions techniques applicables immédiatement.

➔ Pour la réhabilitation sans tranchée :

- Réparation ponctuelle de diverses fissures.
- Elimination d'obstacle.

Principe

Un robot est introduit dans une conduite depuis un regard de visite, installe sur un chariot automoteur piloté sous contrôle vidéo à partir d'un véhicule spécialement équipé, qui ont pour but de rétablir l'étanchéité de la conduite en supprimant ponctuellement les infiltrations ou exfiltrations d'eau entre le sous-sol et la conduite. (Grondin B, *el al.* 2012)

- Des robots multifonctions.
- Application de résines étanchement.
- Manchette ou chemisage partiel : L'application sous pression d'une manchette imprégnée auparavant de résine ou l'application sous pression de résine constituant la manchette.
- Chemisage continu : Consiste à insérer à l'intérieur de la conduite dégradée une enveloppe souple constituée d'une armature souple fortement imbibée d'une résine sans laisser subsister l'espace annulaire.
- Tubage : Consiste à mettre en place par tractage ou poussage dans la canalisation existante une nouvelle conduite d'un diamètre inférieur.

➔ Pour la réhabilitation avec tranchée : la préparation du chantier ; la pose des tuyaux ; le remblayage des tranchées ; les contrôles préalables à la réception.

II.11 Les constats du rapport d'expertise

Le diagnostic de la zone d'étude a permis, d'une part, d'identifier les divers anomalies et problèmes caractérisant le réseau d'assainissement existant ; de l'autre part, donner l'occasion de constater un certain nombre de défaillances due aux insuffisances de la bonne gestion de l'assainissement du réseau.

Plusieurs problèmes physiques et fonctionnels touchant le réseau d'assainissement existant (cités précédemment) sont résumés dans les points suivants :

- La facilité de perdre des informations à cause de la mémorisation et l'archivage.
- Le problème des regards non identifiés. (absence du schéma de l'ancien réseau et des nouvelles extensions)
- Le problème des regards qui sont asphaltés et remplie avec le sable et ne comportent pas de tampons.

- le bouchage des conduites.
- La profondeur des regards existant est faible dans quelque place qui crée une difficulté avec les autres réseaux réalisés tel que (réseau d'A.E.P, ligne téléphonique, conduite de gaz de ville, ...).
- Absence du réseau d'assainissement pour les zones récemment urbanisées (extensions).
- Manque ou/et absence d'entretien des bouches d'égout et d'avaloirs.
- Peu de bouches d'égout qui sont fonctionnelles, et sont réalisées de manière (non conforme à la réglementation) qui ne facilite pas la collecte des eaux pluviales.
- Réalisation inappropriée d'ouvrages d'assainissement.
- Réalisation d'ouvrages inappropriés, ce qui provoque la stagnation des eaux pluviales ou la modification de leur itinéraire ;
- Débordement des eaux pluviales à partir des regards suite probablement au colmatage partiel ou complet des canalisations en aval et la mise en charge des conduites (Une capacité hydraulique insuffisante c-à-d la conduite ne permet pas d'évacuer les eaux usées recueillies.)

II.12 Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement :

La politique de réhabilitation / renouvellement des réseaux d'assainissement reste encore parfois une politique minimum, qui consiste à pallier les défaillances les plus évidentes des réseaux d'assainissement, y compris au sein des grands centres urbains. Cette approche prend cependant des formes de plus en plus élaborées. La plus élaborée et la plus souhaitable étant la gestion patrimoniale du réseau. Le but principal de cette approche est de limiter la dévalorisation du patrimoine que constitue le réseau d'assainissement. Du fait de son caractère prévisionnel marqué, c'est également une démarche allant dans le sens d'une meilleure lutte (Werey, Caty, *et al.*2012) :

- Contre la présence d'eaux parasites dans les réseaux.
- Contre la pollution des eaux souterraines dues aux exfiltrations.

Il s'agit de programmer régulièrement le renouvellement de parties vétustes de l'infrastructure. Une gestion patrimoniale n'interdit en rien de faire appel aux techniques de réparations ponctuelles ou de rénovation sur de grandes longueurs de conduite, bien au contraire. Ces techniques permettent, en effet, d'augmenter, parfois considérablement, la durée de vie d'une conduite et sont utiles pour obtenir un étalement dans le temps des investissements nécessaires au remplacement des infrastructures.

La démarche patrimoniale est parfois engagée sur la base d'une analyse du seul âge des équipements. Nous avons vu, dans la première partie, que le vieillissement du matériau et l'affaiblissement structurel qui peut en résulter, ne sont que des facteurs de défaillance parmi bien d'autres. Une gestion patrimoniale doit donc s'appuyer sur une connaissance la plus fine possible des infrastructures, accompagnée d'une analyse détaillée de toutes ces défaillances. Un inventaire exhaustif des équipements, complété par un recensement précis de tous les incidents (localisation, description...) doit donc être mené. Cet inventaire devra comprendre, au minimum, par tronçon : Le diamètre de la conduite, Sa profondeur, Son matériau, Le type des joints, La période de pose, La nature du sol, Les conditions d'implantation (sous chaussée, sous trottoir...). (Werey, Caty, *et al.*2012)

La meilleure pratique dans ce domaine est de reporter ces renseignements sur un système d'information géographique qui, de plus, est mis à jour de manière permanente. En effet, à chaque intervention sur le réseau, on peut compléter les informations citées juste avant si elles font défaut et on peut y adjoindre : Le type de dommage (ruine structurelle, fissure...), La cause du dommage (défaut de mise en œuvre, défaut du matériau, cause liée à l'environnement...), Les mesures prises (réparation, rénovation, remplacement...). Pour une meilleure connaissance des coûts d'intervention, il est utile d'intégrer : Le type de revêtement de chaussée, Les dommages causés aux autres réseaux, Les dommages causés aux domaines publics et privés, La gestion d'une banque de données ainsi obtenue sera complétée par une cartographie des défaillances constatées (par une inspection télévisée, par exemple). (LECLERC, C *et al.*2011)

L'utilisation d'un système d'information géographique est en particulier d'une grande utilité pour localiser les secteurs posant problème, comprendre les causes et aider à la décision.

II.12.1 Gestion informatisée des réseaux d'assainissement

La complexité des réseaux d'assainissement et la difficulté éprouvée par les gestionnaires de prévoir les phénomènes hydrauliques qui s'y déroulent, fait de la gestion informatisée une opération indispensable, rendue possible grâce aux progrès de l'informatique. (LECLERC, C *et al.*2011), elle permet en effet :

- D'améliorer la connaissance des réseaux faisant l'objet d'une telle étude.
- De détecter et de comprendre les désordres pouvant se produire sur le réseau : on peut par exemple localiser les zones d'inondation et découvrir d'autres indices qui témoignent de dysfonctionnement.
- Géo-localiser les différents ouvrages constituant le réseau.

Conclusion

L'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, pour permettre de concevoir les améliorations à la situation présente du système.

Sur la base de notre diagnostic et les défaillances citées, l'ensemble du notre réseau d'assainissement se trouve dans un état vétuste, mauvaise état de fonctionnement, cela est dû essentiellement à son Ancienneté.

La présence des anomalies n'est pas uniquement liée à des problèmes de Conception, constructions mais plus essentiellement à l'absence totale d'entretien et de gestion efficace. Celles-ci vont, dans le temps conduire à la dégradation totale du système, et à mettre en péril la pérennité et la durée de vie des ouvrages et des installations du système d'évacuation.

Les techniques de réhabilitation sont nombreuses leur choix est fonction des caractéristiques du réseau (nature, matériau, de l'importance et de la fréquence des désordres de structure). Le procédé choisi devra également tenir compte de critères économiques...etc.

La réalisation des systèmes d'assainissement a une très grande importance pour sauvegarder et préserver l'environnement contre toute pollution, et pour une meilleure gestion de ces réseaux, il est indispensable d'utiliser des outils d'aide à la décision tels que les systèmes d'information géographique.

A cet effet, il est indispensable de rénover ce système d'assainissement avec une projection d'un nouveau réseau d'assainissement Ce schéma directeur tiendra compte de toutes les observations et les remarques faites dans cette phase et également des paramètres urbanistiques pour les différents horizons.

CHAPITRE III :

Etude Hydrologique

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

Il est assez difficile de définir l'hydrologie car ce n'est pas une science unifiée. Etymologiquement "c'est une science qui traite des eaux", la définition change d'une époque ou d'un hydrologue à l'autre. Dans les dictionnaires, elle est parfois définie comme la science qui étudie les eaux, leurs caractéristiques, leurs propriétés, s'appuyant sur des considérations Physiques, météorologiques, géologiques ou chimiques. Le sujet d'intérêt fondamental de l'hydrologie est le cycle de l'eau, soit sous forme de vapeur dans l'atmosphère, liquide à la surface de la Terre ou dans le sous-sol, ou sous forme solide dans les neiges et les glaces.

L'hydrologie est donc une science pluridisciplinaire comprenant l'hydrologie de surface, la glaciologie, l'hydrogéologie,

L'étude hydrologique est indispensable pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement. Celui-ci est fortement lié à la probabilité d'apparition de l'évènement « la pluie max journalière » et la période de retour « T » et par suite la détermination de l'intensité moyenne maximale et l'évaluation de la quantité des eaux pluviales dans la zone projetée.

III.1 Définition

III.1.1 Les averses

On définit une averse comme une série pluvieuse continue, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité, est caractérisé par un début et fin brusque et par des variations rapides d'intensité, elle peut être forte et de courte durée.

Autrement une averse est un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée peut aller de quelques minutes à une certaines d'heures.

III.1.2 Le choix de la période de retour

On définit la période de retour T comme étant la durée moyenne de temps en année pour qu'un évènement donné soit égal ou dépassée.

L'avantage de la période de retour est de donner une valeur à la notion de probabilité d'occurrence qui représente la probabilité qu'un évènement de l'ampleur spécifiée sera égal ou supérieur au cours d'une période d'un an

Une relation entre la période de retour « T » et la probabilité d'occurrence « p », ces deux variables sont inversement proportionnels à l'autre c'est-à-dire :

$$P = \frac{1}{T} \quad \text{Et} \quad T = \frac{1}{P} \quad (\text{III.1})$$

Les phénomènes extrêmes sont en effet associés à des probabilités d'occurrences très petites.

Pour le cas de Sidi Akkacha, on recommande l'utilisation d'une période de retour de 10 ans pour dimensionner un réseau non seulement sécurisé mais aussi économique.

III.1.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

En se basant sur les données pluviométriques spécifique à la région d'étude, on a la possibilité de déterminer l'intensité moyenne des précipitation, c'est la raison pour laquelle on est obligés de collecter les données complètes nécessaires pour l'étude statistique des évènements pluvieux en identifiant leurs caractéristiques statistiques.

Elle représente la hauteur de pluie c'est-à-dire l'intensité de la pluie (le plus souvent exprimé en (mm/h) tombée par unité de temps.

$$I_t = \frac{h}{t} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

I_t : intensité moyenne maximales en (mm/h).

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en (mm).

t : durée de l'averse (heure).

III.2 Etude de précipitation

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par hauteurs totales annuelles. Leur répartition mensuelle influence directement les régimes hydrologiques et leurs Totaux journaliers et surtout les averses génératrices de crues.

Dans notre cas, la station de Tenès est prise comme station de référence, Les données pluviométriques sont collectées au niveau de l'ANRH de Blida. Elles sont disponibles sur support informatique sous forme de pluies moyennes journalières durant une période allant de 1985-2018.

Tableau III.1 : Identification de la station pluviométrique de Tenès

Code ANRH	Station	Altitude (m)	Coordonnées géographiques	
			X (km)	Y (km)
20205	Tenès	5	376,8	359

Source : ANRH Blida, 2020

L'analyse statistique des données pluviométrique consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitation maximales journalière de 33 ans.

La série pluviométrique maximale journalière est présentée dans le tableau ci-après.

Tableau III.2 : Précipitations maximales journalières (station de Tenès)

Années	Précipitations maximale journalières (mm)												Max annuel
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	
1985	2,2	39	45,9	22,6	27,9	19,3	36,1	5	1	1,1	11,3	0	45,9
1986	39,3	20,6	44,1	107,8	7	20	6,2	0	3,8	4,7	0	3,3	107,8
1987	2,4	9,3	30,5	27,4	23	3,9	19	15,8	96,5	1,5	4,7	0	96,5
1988	0	4,4	34	34,4	8,3	7,3	59,2	22	0	11,8	0	14	59,2
1989	20,6	24,2	20,8	6,8	30,7	0	27,2	55	15,5	0	7,5	0	55
1990	6,5	22,8	34	24,5	13,2	15,7	53	1,5	18,2	23,4	1,2	0	53
1991	1,2	42	29,8	7,8	43,2	22,3	23	14,2	47,3	25	0	0	47,3
1992	0	5,6	10,2	21,3	10,5	0	3,8	24	10,4	0	0	0	24
1993	6,4	21	12,3	10	68,5	12	2,8	19,2	10	0	0	0	68,5
1994	27,5	76,3	43,8	15,8	21	44,5	25	10,3	0	3,2	0	51,2	76,3
1995	43,8	8	37	35,2	10,3	21	20,5	20,5	7,3	7,8	6,5	0	43,8
1996	14,3	8,8	3,7	12,4	23,3	6,3	1,8	48,5	4,3	0	1	0	48,5
1997	7,2	23,7	25,8	10	4,8	7,7	43,8	41	24	0	0	1,4	43,8
1998	15	3,1	14,9	13,7	60,6	22,3	8	0	0	5,5	0	2,7	60,6
1999	21,3	7,7	40	34,4	17	1,1	4,4	6,2	44,7	0,3	0	0	44,7
2000	92	67,5	11,3	3	10,5	8	0	9	12	0	0	0	92
2001	13,1	2,4	48,6	25,5	11,5	3	40,1	18,7	26	1,9	1,3	2,5	48,6
2002	0	10,8	12,4	18,7	18	16,4	4,6	23	29,5	2,6	0	2,5	29,5
2003	2,5	8,3	32,1	21,4	10	6,1	12,5	35,9	34,9	3,2	0	0	35,9
2004	0,2	15,4	23,7	32,2	5,9	30,3	22,9	5,4	1,3	0	0	0	32,2
2005	14,3	9,4	32,9	35,2	17,2	20,7	14	11,5	62,5	3,8	0	1,3	62,5
2006	5,6	2,7	4,5	46,6	8	24,2	1,7	27,2	1,7	0	1,2	1,4	46,6
2007	24,8	25	78,3	14,2	8	15,9	16	4,3	33,4	12,8	3,4	0	78,3
2008	20	17,8	33,2	21	21,8	7,3	13	18	6,5	0	0	3,8	33,2
2009	18,7	0	35	30	26	29	35	33	21	2,5	0,5	25	35
2010	11,5	32,5	25,6	11	20,5	60	10,5	50	23,9	0,5	1,5	0	60
2011	4	8	42,5	22	15,5	21,1	10,5	14	5	0	0	0	42,5
2012	0	28	105	3	25,5	29	5,5	83	40	1,5	5,5	2	105
2013	2,4	33	25	18	19	15	30,5	20	22	19,5	0	0	33
2014	14	14	14,5	27	2	29	46	0	3	0	0	0	46
2015	6,5	20	44,5	0	20	54	48	36	1	5	0	0	54
2016	2	10	37	27,5	49	10	13	6	0	18	0	1	49
2017	13	53	21	39	17	34	21	32	14	35	0	0	53
2018	13	31	30	36	27	7	13	23	4	0	5	2,5	36

Source : ANRH Blida, 2020

III.2.1 Détermination de l'intensité moyenne maximale

Dans l'objectif pour déterminer l'intensité moyenne maximale, on fait une analyse fréquentielle sur notre série de précipitations maximales journalières enregistrées. Cette analyse permettra d'estimer la période de retour d'une valeur de précipitation, cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus (lois d'ajustement). Ces modèles décrivent la probabilité d'appariation d'un évènement de valeur donnée (précipitation). C'est à partir du choix de la loi de probabilité que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle.

Le procédé de calcul de cette intensité maximale est simple :

1. Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
2. Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifié son adaptation.
3. Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

✓ *Présentation du logiciel utilisé dans cette étude*

Hyfran (hydrological frequency analysis) est un logiciel développé par l'institut national de la recherche scientifique eau, terre et environnement de l'université de Québec. Son but est d'effectuer l'ajustement de la série hydrologique aux plusieurs lois d'ajustement, il propose les tests statistique classiques préalables à l'ajustement d'une loi, en vue de vérifier les hypothèses d'indépendance, de stationnarité et d'homogénéité. (B. Bobée et al., 2008)

III.2.1.1 Paramètres statistique de la série

Tableau III. 3 : Paramètres statistique de la série.

Caractéristiques	Formule	Valeurs
la moyenne des $P_{max,j}(mm)$	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{34} Xi}{n}$	54
L'écart type « σ_x » ;	$\sigma_{Pmax,j} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{34} (P_{max,j} - \bar{P}_{max,j})^2}{n}} \right]$	21.2
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0.392
Coefficient d'asymétrie	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{34} (P_i - \bar{P})^3}{(n-1)\sigma^3}$	1.15
L'exposant climatique :	$b = 0.45$	

III.2.1.2 Ajustement statistique de la série

Les lois d'ajustement sont multiples et ne peuvent pas d'être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont vérifiées, l'efficacité d'une certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et puis à un test de dispersion. L'allure des points à probabilité permet d'accepter ou à rejeter la loi (mauvaise courbure, cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Pour notre cas on va utiliser les deux lois suivantes :

- Loi de Gumbel.
- Loi de Galton.

III.2.1.2.1 Ajustement à la loi de Gumbel

La loi de Gumbel est généralement utilisée pour décrire le comportement statique des valeurs extrêmes.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

u : Variable réduite de GUMBEL s'écrit sous la forme : $u = \frac{x-a}{b}$.

Où a et b sont les paramètres du modèle de Gumbel.

La distribution s'écrit alors de la manière suivante :

$$u = -\text{Ln}(-\text{Ln}(F(x))) \quad (\text{III.4})$$

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

$$x = a + b \cdot u$$

L'estimation des paramètres a et b de l'ajustement peut se faire graphiquement (ajustement à l'œil ou à l'aide d'une régression statistique), ou selon une méthode mathématique comme celle des moments.

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 $F(x)$ à l'aide de la fréquence empirique. Elles reposent toutes sur un tri de la série par valeurs croissantes permettant d'associer à chaque valeur son rang « r ». Des simulations ont montré que pour la loi de Gumbel, il faut utiliser la fréquence empirique de Hazen :

$$F(x) = \frac{r-0.5}{n} \quad (\text{III.5})$$

Où : r : rang de précipitation et n : nombre d'observations.

➔ Procédés d'ajustement : Pour une durée de pluie donnée, l'estimation du temps de retour de chaque lame précipitée, s'effectue selon les étapes suivantes :

Etape 1 : Préparation de la série de données des lames précipitée :

- Trier les valeurs dans l'ordre croissant.
- Attribuer un rang à chaque valeur.

Etape 2 : Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang (Hazen, équation (III.4)).

Etape 3 : Calcul de la variable réduite « u » du Gumbel (équation(III.3)).

Tableau III.4 : Ajustement de la série à la loi de Gumbel

P_{jmax} (mm)	Classement	Rang	Fréquence de Hazen	u
45,9	24	1	0,0147	-1,43972
107,8	29,5	2	0,0441	-1,13812
96,5	32,5	3	0,0735	-0,95938
59,2	33	4	0,1029	-0,82136
55	33,2	5	0,1324	-0,70423
53	35	6	0,1618	-0,59972
47,3	35,9	7	0,1912	-0,50353
24	36	8	0,2206	-0,41307
68,5	42,5	9	0,2500	-0,32663
76,3	43,8	10	0,2794	-0,24300
43,8	43,8	11	0,3088	-0,16126
48,5	44,7	12	0,3382	-0,08067
43,8	45,9	13	0,3676	-0,00063
60,6	46	14	0,3971	0,07940
44,7	46,6	15	0,4265	0,15992
92	47,3	16	0,4559	0,24141
48,6	48,6	17	0,4853	0,32435
29,5	48,5	18	0,5147	0,40923
35,9	49	19	0,5441	0,49661
32,2	53	20	0,5735	0,58708
62,5	53	21	0,6029	0,68135
46,6	54	22	0,6324	0,78021
78,3	55	23	0,6618	0,88468
33,2	59,2	24	0,6912	0,99598
35	60,6	25	0,7206	1,11570
60	60	26	0,7500	1,24590
42,5	62,5	27	0,7794	1,38944
105	68,5	28	0,8088	1,55035
33	76,3	29	0,8382	1,73468
46	78,3	30	0,8676	1,95214
54	92	31	0,8971	2,21977
49	96,5	32	0,9265	2,57213
53	105	33	0,9559	3,09842
36	107,8	34	0,9853	4,21211

1 . Interprétation des valeurs observées :

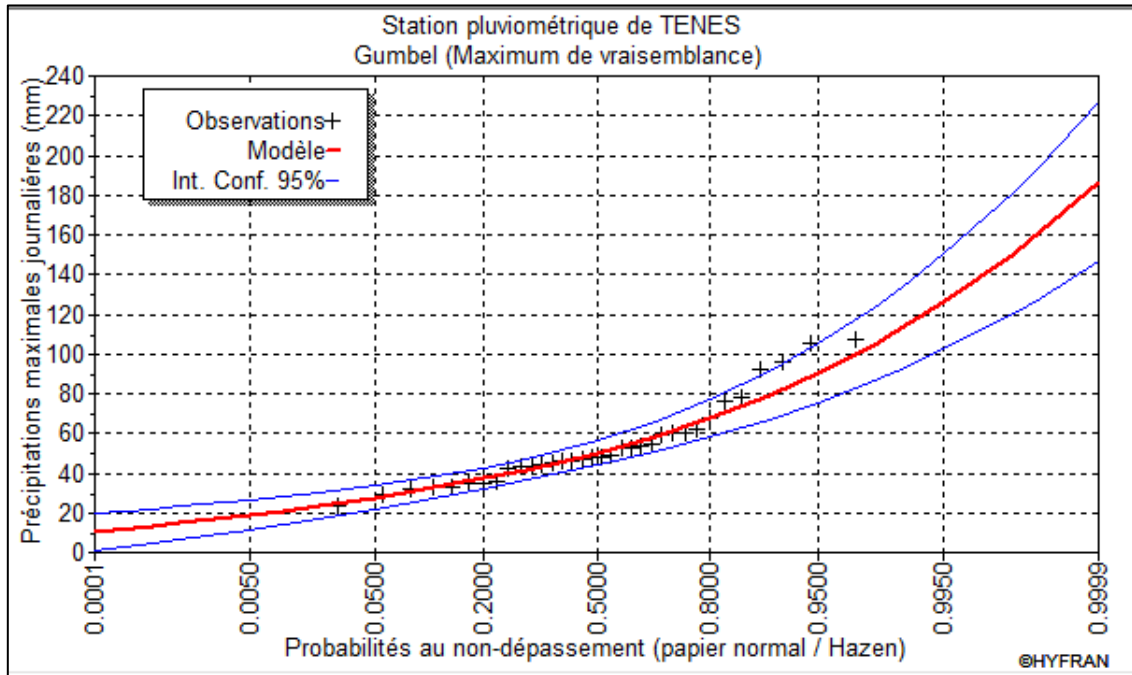


Figure II.1 : Ajustement par la loi de Gumbel

Détermination des paramètres de la loi par la méthode de maximum de vraisemblance :

On calcule les paramètres α et x_0 par la méthode du maximum de vraisemblance, un moyen de calcul automatique se dispose lors l'utilisation de cette méthode, parmi les formules utilisées :

$$\bar{x} = \alpha + \frac{\sum x e^{-x/a}}{\sum e^{-x/a}}$$

Le calcul de α est fait par itération, on obtient $\alpha = 15.406$

$$x_0 = \alpha \cdot \text{Ln} \frac{\sum e^{-x/a}}{N} = 15.406$$

De la deuxième équation on obtient $x_0 = 44.6261$

Tableau III.5: Quantiles théoriques de Gumbel.

Période de retour	Fréquence au non dépassement	valeurs théoriques	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	Pt (mm)	Int
100,0	0,99	115	94,2 - 137
50,0	0,98	105	86,2 - 123
20,0	0,95	90,4	75,5 - 105
10,0	0,90	79,3	67,2 - 91,4
5,0	0,80	67,7	58,3 - 77,1

Source : Résultats des calculs par le logiciel HYFRAN

III.2.1.2.2 Ajustement à la loi Log-normale (Galton)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

La fonction de répartition de la de Galton est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^x e^{-1/2u^2} du \tag{III.6}$$

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

L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\ln(x) = \overline{\ln(x)} + \sigma_{\ln x} \cdot u_{p\%}$$

Les paramètres calculés :

$$u = 3.92179$$

$$\sigma_{\ln x} = \frac{\sum_{N=1}^{N=34} (\ln(P_i) - \overline{\ln(P)})^2}{N - 1} = 0.3659$$

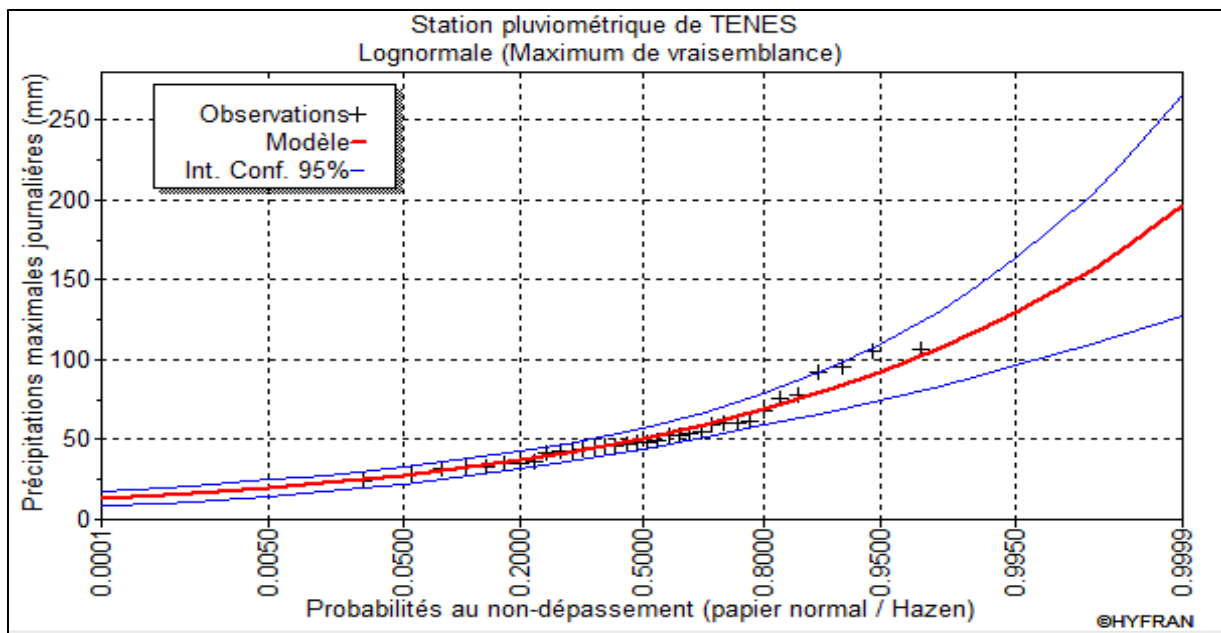


Figure III.2 : Ajustement à la loi Log-normale

Tableau III.6: Quantiles théoriques de Log-normale

Période de retour	Fréquence au non dépassement	valeurs théoriques	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	Pt (mm)	Int
100,0	0,99	118	90,0 - 147
50,0	0,98	107	83,6 - 131
20,0	0,95	92,2	74,6 - 110
10,0	0,90	80,7	67,2 - 94,2
5,0	0,80	68,7	58,3 - 77,1

Source : résultats des calculs par logicielle HYFRAN

III.3 Le calcul de la valeur d'intensité pluviale qui correspond à une période de retour de 10 ans

D'après la formule de Montanari, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour p% est donnée par la relation suivante :

$$I_{0.25(p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \tag{III.7}$$

$I_{0.25(p\%)}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée 15 min et de fréquence (p%).

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

t: Durée de l'averse en heures, t = 15 min = 0.25h pour une période de retour de 10 ans.

b: Exposant climatique de la région (b = 0,45) qui est donné par l'ANRH de Blida, 2020.

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

III.3.1 D'après la loi de Gumbel

Tableau III.7: Tableau des résultats de la loi de Gumbel pour T= 10 ans

T	Fréquence	P _{Jmax} (%)	Intervalle de confiance	α	x ₀
10,0	0,90	79.3	67,2 – 91,4	15,406	44,6261

$$I_{0.25(10\%)} = \frac{p_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I_{0.25(10\%)} = \frac{79,3}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.45-1}$$

$$I = 40.67 \text{ mm/h}$$

III.3.2 D'après la loi log-normale :

Tableau III.8: tableau des résultats de la loi Log-normale pour T= 10 ans

T	Fréquence	P _{jmax} (%)	Intervalle de confiance	u	σlnx
10,0	0,90	80.7	67,2 – 94,2	3,9217	0,3659

$$I_{0.25(10\%)} = \frac{80,7}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.45-1}$$

$$I = 41,4 \text{ mm/h}$$

III.4 Contrôle de l'ajustement

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquate. L'examen graphique ne peut suffire, il faut prévoir tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité de l'ajustement.

III.4.1 Test de χ^2

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisé pour un risque de $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = k-1-m$

Avec :

k : nombre de classe.

m : nombre de paramètres de la loi :

$$\chi^2_{\text{calculé}} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \quad (\text{III.8})$$

Où :

n_i : nombre d'observation contenue de classe i.

u_i : nombre d'observation théorique calculés dans la classe i (≥ 5).

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, et $\chi^2_{\text{théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Ou : $\chi^2_{\text{théorique}}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$ (avec $k=8$ et $\gamma=5$).

Tableau III.7: Résultats de test de χ^2

Loi statistique	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$
Gumbel	5,53	11,07
log-normale	3,65	11,07

La condition est vérifiée $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Le test de χ^2 confirme l'adéquation de l'ajustement de la série des pluies maximales pour les deux lois.

Commentaire : l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée devant une telle situation, il n'existe aucun test qui nous permet de choisir entre les deux lois vues précédemment, il nous reste seulement de comparer le comportement de distribution afin de choisir le modèle qu'on va adopter dans le reste de l'étude.

➤ Exploitation du modèle fréquentiel

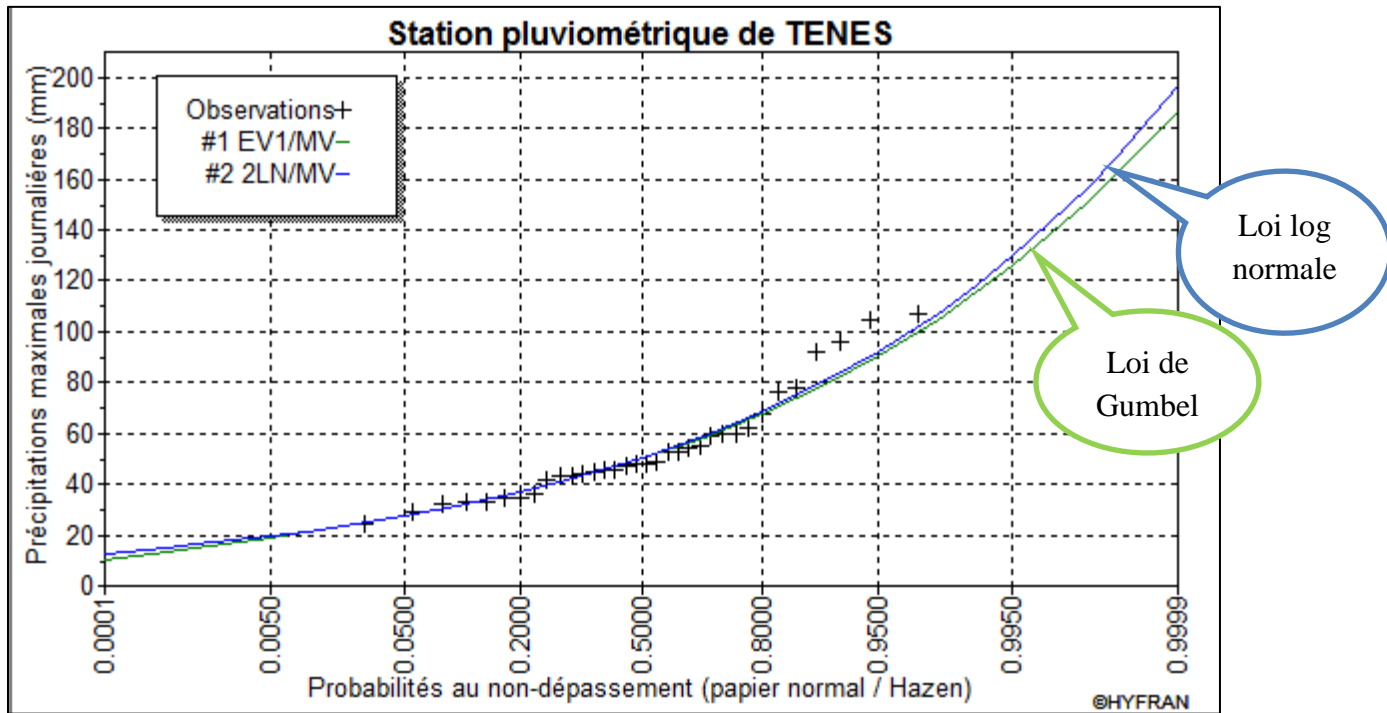


Figure III.3 : Comparaison entre les deux ajustements

Commentaire

En ce référent aux deux graphes, on remarque que la série de pluie maximale journalière s’adapte bien avec les deux lois mais, elle s’ajuste mieux à la loi de log normale, donc on choisit cette dernière.

Conclusion

L'intensité de pluie d'une durée de 15 minutes et de fréquence 10 % est :

- ✓ En utilisant la loi de Gumbel $I_{15} (10\%) \approx 40.67$ mm/h.
- ✓ En utilisant la loi Log-normale $I_{15} (10\%) \approx 41,4$ mm/h.

Dans la présente étude, la partie hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne de précipitations.

D'après la droite de Galton qui est notre cas la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, c'est pour cela que nous prenons la valeur obtenue par cette dernière loi, et nous déterminerons l'intensité pluviale qui s'avère être le débit spécifique nécessaire au dimensionnement de notre réseau d'assainissement.

Tell que : $I_{0.25} (10\%) = 41,4$ mm/h

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

$$I = \frac{41,4 \times 10000}{3600} = 115 \text{ l/s/ha}$$

CHAPITRE IV :

Calcul De Base

Chapitre IV

Calcul de base

Introduction

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

Dans cette partie d'étude, on va s'intéresser à mettre en évidence les paramètres de base obtenue de la source et déterminer les paramètres qui influent directement sur l'estimation des débits tels que le coefficient de ruissellement, les surfaces de sous bassins et la densité de population.

IV.1 Situation Démographique

La population de la ville de Sidi Akkacha est estimée selon le dernier recensement de 2013 à 14426 habitants avec un taux d'accroissement égal à 1,3 % d'après l'APC de Sidi Akkacha.

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement de la ville d'ici de 30 ans, on doit tenir en compte l'évaluation de l'agglomération durant cette période, et cela sera possible par l'estimation du nombre d'habitants futur de l'agglomération.

En utilisant la formule de la croissance géométrique, cette dernière donne la valeur de la croissance de la population proportionnelle au nombre de la population existant (à un horizon donné).

$$P_t = P_0 (1 + T)^n \quad (\text{IV. 1})$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P₀ : Nombre d'habitants à l'année de base 2013 (P₀=14426 habitants.).

T : taux d'accroissement d'après l'APC de Sidi Akkacha est de 1.3%.

N : écart d'années entre les deux horizons (2020-2050) N = 30ans.

Après le calcul, le nombre d'habitants de la ville de Sidi Akkacha à l'horizon d'étude 2050 est estimé à : **23266 habitants.**

Tableau IV. 1: La population de Sidi Akkacha à l'horizon d'étude

Agglomération	Population (2013)	Population actuel (2020)	Population 2050
Sidi Akkacha	14426	15792	23266

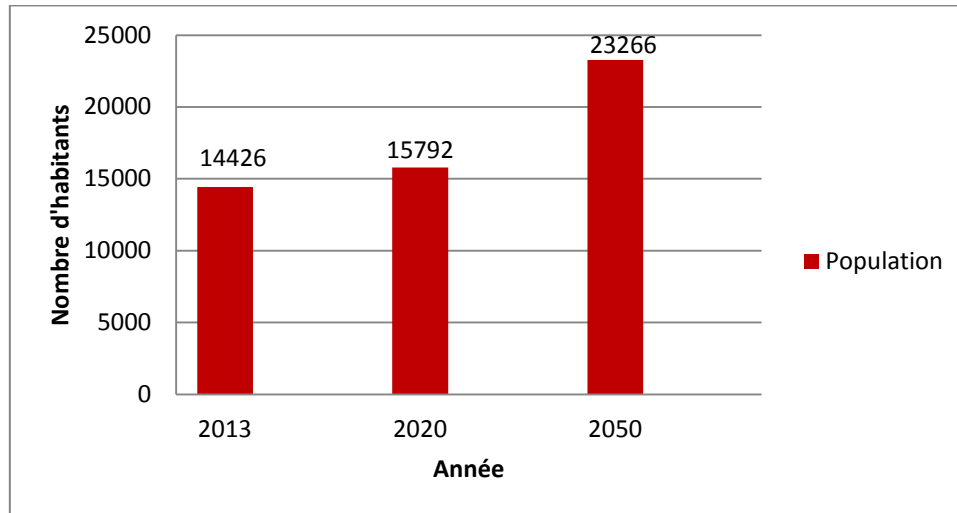


Figure IV. 1: Evolution du nombre d'habitants de Sidi Akkacha en fonction du temps

IV.2 Notion de bassin versant

Selon la Directive Cadre sur l'Eau, un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun : cours d'eau, lac, mer, océan. Cependant, il faut faire la distinction entre un bassin versant topographique et un bassin versant hydrogéologique.

IV.2.1 Bassin versant topographique

On appelle Bassin Versant topographique ou bassin versant hydrographique (terme retenu par la Directive Cadre européenne sur l'Eau) une portion de territoire délimitée par des lignes de crête dont les eaux alimentent un exutoire commun : cours d'eau, lac, étang, mer, océan... La ligne séparant 2 bassins versants adjacents se nomme la ligne de partage des eaux. Autrement bassin versant topographique comprend uniquement la surface topographique drainée sur ce cours d'eau (Fort, M., *et al*, 2015).

IV.2.2 Bassin versant hydrogéologique

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant, Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins. En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines ont plus de chance de se compenser. De plus, on peut admettre que le débit des cours d'eau est proportionnel à la surface du bassin, les échanges souterrains se font, eux, aux frontières et varient donc sensiblement comme le périmètre. Lorsque la taille du bassin augmente, la surface croît plus vite que le périmètre et la valeur relative des échanges souterrains par rapport au débit de surface tend à devenir négligeable (Laborde, 2000).

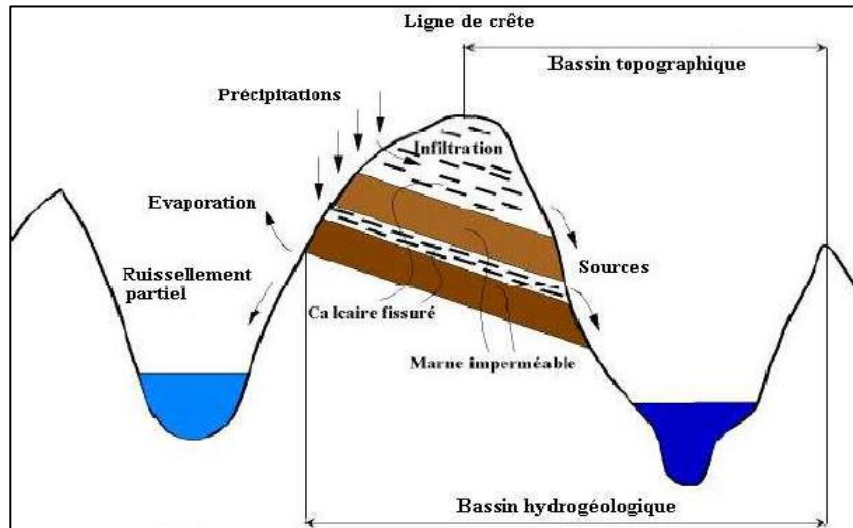


Figure IV. 2: Distinction entre bassin versant topographique et bassin versant hydrogéologique (Musy, 2003)

➔ Découpage du bassin en sous bassins

Lorsque on s'intéresse au ruissellement, la délimitation du bassin versant doit aussi tenir compte des barrières artificielles (routes, chemins de fer, etc.), nature du sol et la densité des habitants, les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. Pour une meilleure modélisation du terrain il est nécessaire d'utiliser une vue en perspectives accompagné avec une présentation des courbes de niveau.

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente comme le montre la **Figure IV. 3**.

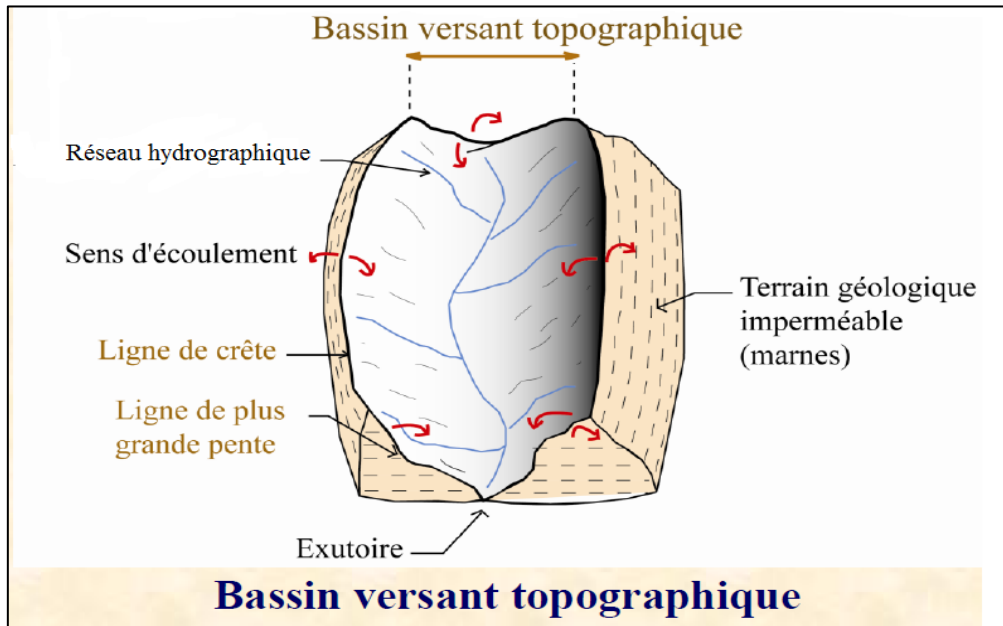


Figure IV. 3: Délimitation d'un bassin topographique. (Musy et al, 2014)

IV.3 Choix du système d'évacuation

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

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses ;
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux de vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis à changer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule en général gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

IV.3.1 Systèmes fondamentaux

1) Système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau, ce mélange est dirigé vers la station d'épuration quand elle existe. Généralement pourvu des déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel. (SALAH. B, ENSH 2014)

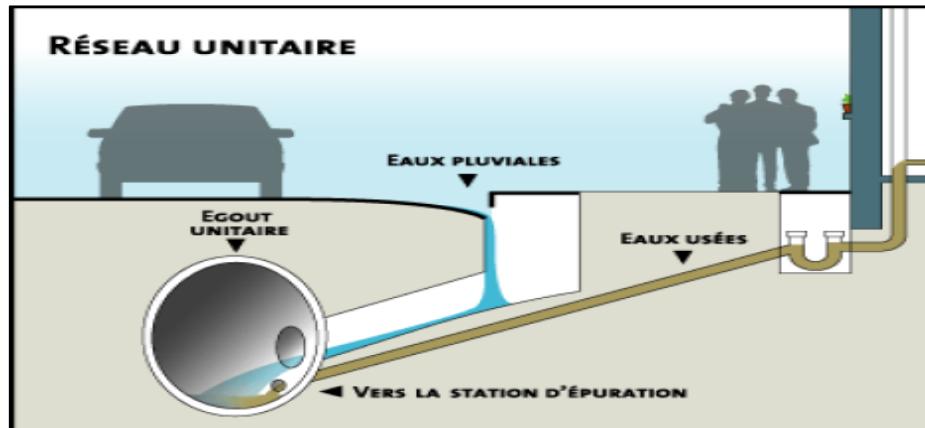


Figure IV.4: Système unitaire

✓ Avantages et inconvénients

Le réseau unitaire présente l'avantage économique de faible coût et de la simplicité puisqu'il n'exige qu'une seule canalisation dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque bloc. Il présente toutefois un inconvénient majeur par temps sec, les vitesses d'écoulement sont beaucoup plus faibles qu'un réseau séparatif et l'auto curage est médiocre ce qui exige un curage périodique avec des équipements spécialisés. Par temps de pluie, seule une fraction plus ou moins importante de flux de pollution peut être acheminée jusqu'à la station d'épuration, le reste étant déversé dans le milieu naturel par les déversoirs d'orage.

2) Système séparatif

Un système dit séparatif qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts. Le réseau d'eaux usées étant seul raccordé à la station d'épuration, alors que le réseau d'eaux pluviales déverse directement vers un cours d'eau. Ce système est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes. (SALAH. B, ENSH 2014)

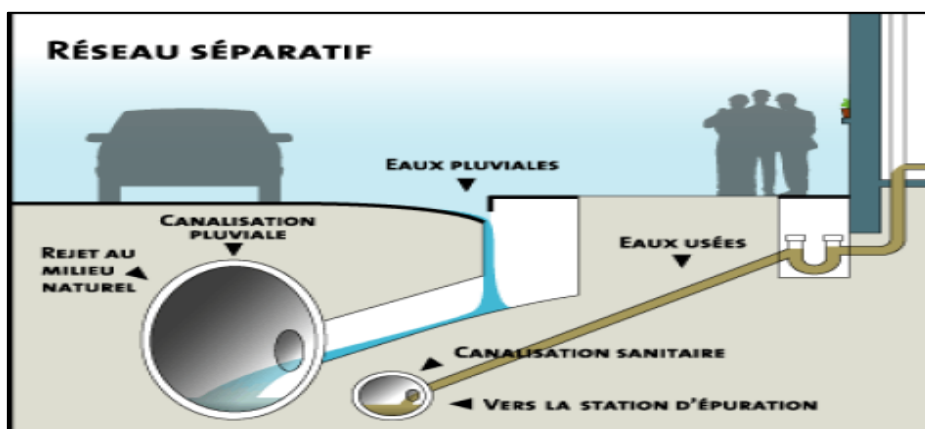


Figure IV. 5: Système séparatif

✓ Avantages et inconvénients

Le réseau séparatif présente l'inconvénient du coût élevé et l'encombrement du sous-sol car il exige deux canalisations, les différents branchements particuliers ou avaloirs sous chaussées doivent être réalisés correctement sans erreur de branchement.

Il présente l'avantage d'évacuation rapide et efficace des eaux les plus polluées vers une station d'épuration qui sera simplement dimensionnée que pour des débits de pointes qui veut dire un bon fonctionnement avec un cout faibles de la STEP.

3) Système pseudo-séparatif :

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs. Le système pseudo séparatif a été retenu dans de nombreuses zones urbaines où les habitations sont relativement proches les unes des autres, Ce système peut être préconisé dans les pays tropicaux secs. (SALAH. B, ENSH 2014)

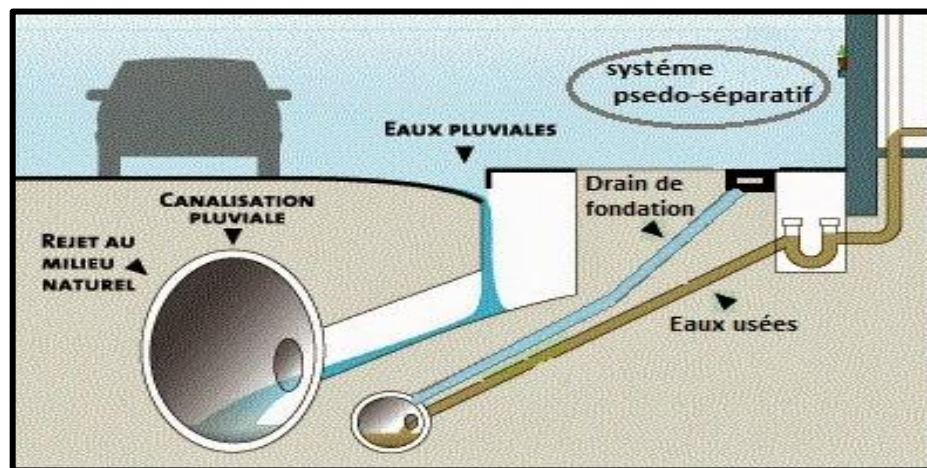


Figure IV.6: Système Pseudo-séparatif

✓ Avantages et inconvénients :

L'avantage de ce système réside dans l'augmentation de la capacité d'auto-curage, et la possibilité de collecter les petites pluies. Son inconvénient demeure toujours l'encombrement de sous-sol, le cout élevé, ainsi que le problème des faux branchements.

IV.3.2 Critères influant sur le choix du système

On peut définir les critères influant sur le choix d'un système de la façon suivante :

- Evacuer au plus bas cout possible les eaux de ruissellement (choix du tracé et du profil en long bien adapté aux besoins).
- Respecter les objectifs de qualité des eaux rejetées dans le milieu naturel.
- Tenir compte des choix d'urbanisme et d'occupation des sols.

IV.3.3 Choix du système d'assainissement

Généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations (Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, 1977) :

Techniques : topographie locale, régimes des précipitations, nature du terrain, tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

1. Liées à des objectifs de qualité.
2. Urbanistiques (réparation des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels).
3. Environnementales, qui parfois interdiront le recours à un équipement unitaire.
4. De proximités des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur.

De tout ce qui précède, dans le présent projet le réseau le plus adéquat, approprié et Nécessaire à adapter est celui du **type unitaire** pour les raisons suivantes :

- Indisponibilité d'espace : voies de 3.00 m de large et l'existence de plusieurs réseaux enterrés (réseau d'AEP, réseau électrique, réseau téléphonique, réseau Gaz et l'actuel réseau d'assainissement).
- Impossibilité de réaliser un réseau pluvial par tronçons courts et autonomes.
- Existence d'un réseau général unitaire.

IV.4 Schémas d'évacuation

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants (SALAH. B, 2014) :

1) Schéma perpendiculaire

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

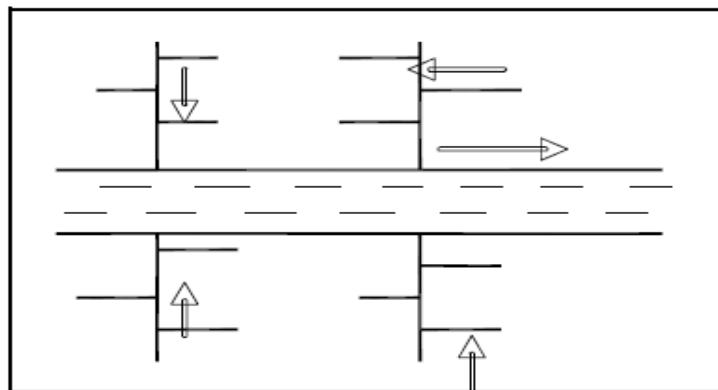


Figure IV. 7: Schéma perpendiculaire

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.

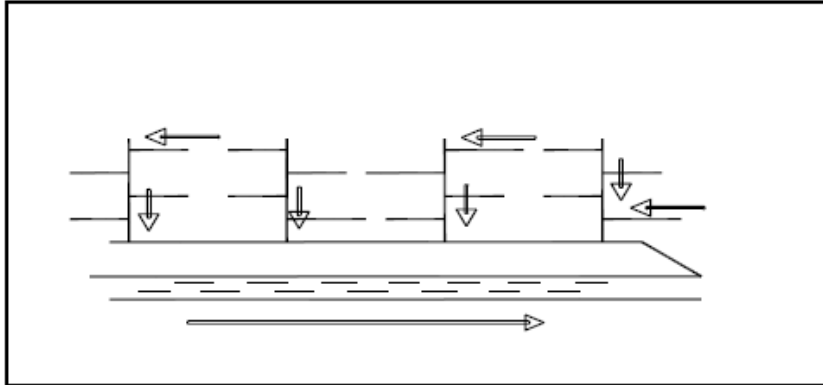


Figure IV. 8: Schéma par déplacement latéral

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.

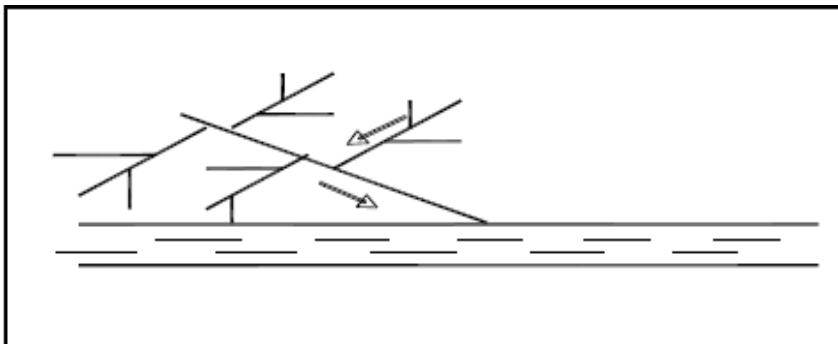


Figure IV. 9: Schéma à collecteur transversal ou oblique

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.

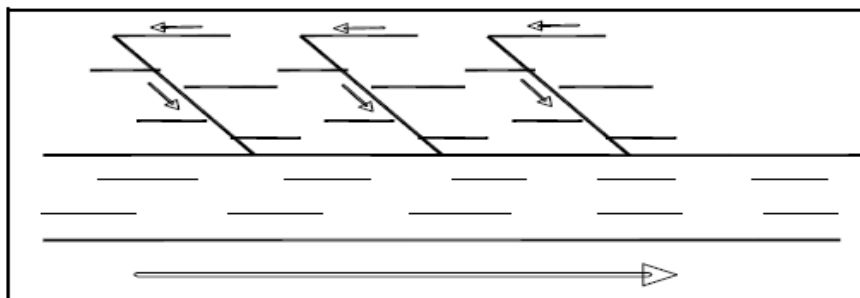


Figure IV. 10: Schéma à collecteur étagé

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.

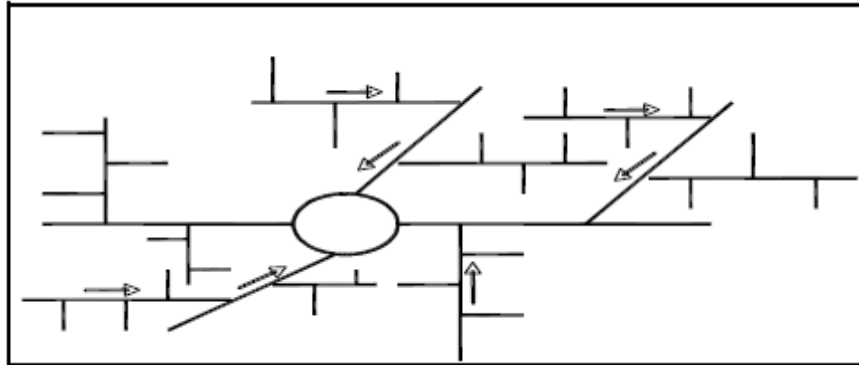


Figure IV. 11: Schéma de type radial

IV.4.1 Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

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

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau avec schéma par déplacement latéral. Ce schéma est simple, il permet de transporter l'effluent (un seul point de rejet) en aval de l'agglomération en vue de son traitement.

IV.5 Principe du tracé du réseau

Il faut fournir les plans suivants :

Les dessins détaillés en vue de la construction des réseaux d'égouts sont des plans et des profils. Les plans doivent représenter toutes les parcelles à desservir ainsi que les rues, avec les côtes de tous les points importants.

Les profils sont les courbes d'altitudes versus de distances cumulées. Ils permettent d'apprécier le relief du terrain naturel mais également les formes de pentes des différentes conduites. De plus, ils donnent à quelques centimètres près la profondeur à laquelle les conduites sont enfouies. Ils indiquent également les espacements entre les regards à l'échelle, peuvent même permettre dans une certaine mesure d'estimer le volume de terre à excaver.

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants :

- Suivre autant que possible plan de la voirie.
- Distance max entre 2 regards de visite: 70m.
- Regard de visite aux changements de pente et de direction.
- Couverture minimale des canalisations: 80 cm.

- Suivre si possible la pente naturelle : Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales.
- Diamètre minimal: réseau d'eaux usées ø200 mm et ø300 mm pour le réseau pluvial ou unitaire.
- Emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.
- Implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

IV.6 Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « Cr » c'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur cette surface. Il sera pris égal au taux d'imperméabilisation.

Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$Cr = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement. (SALAH. B, 2014)

Il dépend de plusieurs facteurs :

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

IV.6.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau IV. 2 Coefficients de ruissellement en fonction de la Catégorie d'urbanisme

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement « Cr »
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source: Design and construction of sanitary and storms sewers (1970)

IV.6.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Tableau IV.3: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

Source: Design and construction of sanitary and storms sewers (1970)

IV.6.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Nature de surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.05 – 0.10
- Plat (pente < à 2 %).	0.10 – 0.15
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.15 – 0.20
- Pente abrupte	0.13 – 0.17

Source : Les eaux usées dans les agglomérations urbaines (1967)

IV.6.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau IV.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source : Guide techniques de l'assainissement, 3^{ème} édition (2006)

IV.7 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

En Utilisant le plan de masse de la zone d'étude, on va estimer le coefficient pondéré pour chaque sous bassin.

Tableau IV.6 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	2,97	0,71
2	4,69	0,55
3	3,92	0,53
4	2,79	0,5
5	5,46	0,52
6	7,16	0,77
7	4,43	0,5
8	0,97	0,5
9	4,18	0,57
10	3,43	0,56
11	2,60	0,57
12	1,06	0,56
13	2,02	0,62
14	0,31	0,64
15	0,62	0,55
16	3,90	0,48
17	2,96	0,68
Somme	53,47	/

IV.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :

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

- 1) On estime le coefficient de ruissellement.
- 2) On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- 3) On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- 4) On déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

IV.8.1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

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

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin (i=1...17).

$$\Rightarrow Crp = \frac{31,268}{53,47} = 0,58 \quad Crp = 0,58$$

IV.8.2 Calcul de la densité partielle

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

$$Di = \frac{Cri * P}{Crp * A} \quad (IV.3)$$

Avec :

Di : Densité partielle du sous bassin considéré.

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

Cri : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée.

IV.8.3 Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :

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

$$Pi = Di * Ai \quad (IV.4)$$

Avec :

Di : Densité partielle du sous bassin considéré.

Pi : Population de chaque sous bassin à l'horizon de calcul.

Ai : Surface élémentaire de chaque sous bassin.

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des sous bassins de la zone sont reportés dans le tableau ci-après (Tableau IV.7) :

Tableau IV.7: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Cr	Crp	Di	Nombre d'habitants
1	2,97	0,71	0,584	528	1568
2	4,69	0,55		409	1918
3	3,92	0,53		394	1546
4	2,79	0,5		372	1037
5	5,46	0,52		387	2114
6	7,16	0,77		573	4103
7	4,43	0,5		372	1648
8	0,97	0,5		372	362
9	4,18	0,57		424	1773
10	3,43	0,56		417	1430
11	2,60	0,57		424	1101
12	1,06	0,56		417	441
13	2,02	0,62		461	934
14	0,31	0,64		476	147
15	0,62	0,55		409	253
16	3,90	0,48		357	1393
17	2,96	0,68		506	1497
Somme	53,47	/		/	23266

Conclusion

Après avoir fixé l'horizon d'étude 2050 avec une population estimée à 23266 habitants se répartie sur 17 sous bassins.

Ce chapitre nous a permis la détermination des paramètres de base (le coefficient de ruissellement, les surfaces des sous bassins, la densité de la population) pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération sachant que le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire Avec un schéma par déplacement latérale.

CHAPITRE V :

Estimation des débits à évacuer

Chapitre V

Estimation des débits à évacuer

Introduction

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une étape initiale primordiale qui est la détermination des débits d'eaux pluviales et usées des différentes origines, avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

L'objectif principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de comprendre la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations), car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre, typhoïde, dysenterie...) ou pollution de l'environnement, donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération afin d'éviter toute contamination, d'où l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

V.1 Origine et nature des eaux à évacuer

V.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 publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

V.1.1.1 Eaux usées d'origine domestique

a) Nature et origine

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout, ces eaux sont provenues de :

- Les eaux ménagères : constituées principalement des rejets de la cuisine (évier et Lave-vaisselle) et de la salle de bains (lavabo, douche, baignoire, lave-linge, etc.). Elles

Contiennent des matières organiques et des produits de lavage.

- Les eaux vannes : constituées principalement des rejets des WC et toilettes. Ces eaux contiennent beaucoup de matières organiques.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée, Leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique.

b) Quantités à évacuer

Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de l'évaluation de la consommation actuelle.

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

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

V.1.1.2 Eaux des services publics

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers. (SALAH. B, 2014)

V.1.1.3 Les eaux usées d'origine industrielle

a) Nature et origine

Les établissements industriels qui rejettent une pollution proportionnellement très importante ou exigeant un traitement spécifique sont généralement dotés d'un système d'épuration autonome. Suivant le niveau de ce traitement, l'effluent industriel rejoint ensuite le milieu récepteur ou le système de collecte et de traitement des Eaux résiduaires urbaines. (SALAH. B, 2014)

b) Quantités à évacuer :

La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation).
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes (SALAH. B, 2014) :

1. **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
2. **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

Les rejets d'eau industrielle présentent également des fluctuations journalières, cependant les causes de ces variations sont totalement différentes de celles relatives aux eaux usées domestique. Il conviendra de faire des hypothèses particulières pour :

- Estimer le coefficient de pointe applicable aux eaux industrielle compris entre 02 à 03 pour les eaux usées seulement.

- Evaluer le risque de superposition des pointes relatives aux eaux industrielles et aux eaux domestique.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération:

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35 °C.

- L'agressivité de l'effluent exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

NB :

Notre agglomération ne comporte pas d'industries. Les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et publique.

V.1.2 Les eaux parasites :

a) Nature et origine :

Est une eau qui se transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire (généralement très peu polluée), introduite dans un système d'assainissement unitaire ou séparatif.

Ces eaux parasites peuvent se classer selon leur origine (SALAH. B, 2014) :

- Eau claire parasite permanente (E.C.P.P) : il s'agit d'eaux d'infiltration diffuse de la nappe, qui peuvent s'introduire au niveau des (cassures, fissures, effondrement...), des Anomalies d'assemblage (décalage, déboitement ...) d'étanchéité (infiltrations), Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

- Eau claire parasite de captages (E.C.P.C): il s'agit des apports ponctuels et qui résultent de l'ensemble des raccordements non conformés sur le réseau sanitaire tels que les branchements d'eaux pluviales, raccordement des drains, captage des sources, rejets d'eaux claires industrielles

b) Quantités à évacuer

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.

V.1.3 Les eaux pluviales

Ce sont les eaux de ruissellement de surface, composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques et les eaux de lavage qui sont fortement lié à l'urbanisation de la zone. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement les risques d'inondations. (SALAH. B, 2014)

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle, du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Néanmoins au cours de leur ruissèlement, Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement. Ce dépôt gêne l'écoulement dans la canalisation.

V.2 Estimation des débits des eaux usées

L'eau distribuée (AEP) pour les différents besoins est rejetée pratiquement en quantité égale avec une perte estimée de 20 %, mais d'une qualité dégradée. Les impuretés contenues dans les eaux usées comprennent des matières organiques, minérales et des huiles (des graisses).

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction de type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation des sols. Le débit des eaux usées est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes :

V.2.1 Débits des eaux usées domestiques

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

Nous considérons que les 80 % de l'eau consommée seront rejetées comme des eaux usées dans le réseau d'évacuation.

V.2.1.1 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moy,j}^{Dom} = \frac{Kr * D * N}{86400} \tag{V.1}$$

Avec:

$Q_{moy,j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s) ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab) ;

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab ;

Kr : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

V.2.1.2 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte}^{Dom} = K_p \times Q_{moy,j}^{Dom} \tag{V.2}$$

Avec :

Q_{pte}^{Dom} : Débit de pointe des eaux usées domestiques. (L/s).

$Q_{moy,j}^{Dom}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier**

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} Q_{moy,j}^{Dom} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (\text{V.3})$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{moy,j}^{Dom} < 2,8 \text{ l/s} \quad (\text{V.4})$$

Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° de SB	Nombre d'habitants	Kr	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy,j} (l/s)	Kp	Qp (l/s)	Qp (m ³ /s)
1	1568	0,8	150	2,177	3	6,533	0,0065
2	1918	0,8	150	2,663	3	7,992	0,0080
3	1546	0,8	150	2,147	3	6,442	0,0064
4	1037	0,8	150	1,440	3	4,321	0,0043
5	2114	0,8	150	2,936	2,96	8,688	0,0087
6	4103	0,8	150	5,698	2,55	14,516	0,0145
7	1648	0,8	150	2,288	3	6,867	0,0069
8	362	0,8	150	0,502	3	1,508	0,0015
9	1773	0,8	150	2,462	3	7,388	0,0074
10	1430	0,8	150	1,986	3	5,958	0,0060
11	1101	0,8	150	1,529	3	4,588	0,0046
12	441	0,8	150	0,612	3	1,838	0,0018
13	934	0,8	150	1,297	3	3,892	0,0039
14	147	0,8	150	0,204	3	0,613	0,0006
15	253	0,8	150	0,351	3	1,054	0,0011
16	1393	0,8	150	1,934	3	5,804	0,0058
17	1497	0,8	150	2,079	3	6,238	0,0062

V.2.2 Débits des eaux usées des établissements publics :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer pour les établissements publics on suit la même procédure que les eaux usées domestiques, en se basant cette fois ci sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

V.2.2.1 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moy,j}^{éq} = \frac{K_r * Déq * Nu}{86400} \quad (V.5)$$

Avec:

$Q_{moy,j}^{éq}$: Débit moyen journalier des eaux usées des établissements publics en (l/s).

- Nu : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.

- Kr : coefficient de rejet pris égal à 80 % de la quantité d'eau potable consommée.

- Déq : dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.

V.2.2.2 Evaluation du débit de pointe

Pour déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics, on utilise la formule suivante :

$$Q_{pte}^{éq} = K_p \times Q_{moy,j}^{éq} \quad (V.6)$$

Avec :

$Q_{pte}^{éq}$: Débit de pointe des eaux usées publiques (l/s).

$Q_{moy,j}^{éq}$: Débit moyen journalier rejeté (l/s).

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{éq}}} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (V.7)$$

$$K_p = 3 \quad Q_{moy,j}^{éq} < 2,8 \text{ l/s} \quad (V.8)$$

Tableau V.2: Evaluation des débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipements*	S (m²)*	Unité de mesure	Nu*	Déq* (l/j/unité)	Q ^{éq} _{moy,j} (l/s)	Kp	Q ^{éq} _{pte} (l/s)	Q ^{éq} _{pte} (m³/s)	
1	mosquée	1000	Fidèle	500	10	0,0926	3	0,2778	0,2778	0,00028
2	C.E.M	14600	Élève	730	15	0,1014	3	0,3042	0,3042	0,00030
3	Marché hebdomadaire	2780	employées	300	10	0,0278	3	0,0833	0,0958	0,00010
	Sonalgaz	287,49	employées	30	15	0,0042	3	0,0125		
5	Ecole primaire	2031,01	Élève	630	15	0,0875	3	0,2625	0,2625	0,00026
6	Ecole primaire	1498	Élève	400	15	0,0556	3	0,1667	0,2722	0,00027
	crèche	1146,12	Enfant	100	15	0,0139	3	0,0417		
	centre culturel	415,36	employées	20	15	0,0028	3	0,0083		
	dispensaire	340,32	Patient/j	100	20	0,0185	3	0,0556		
7	crèche	891,13	Enfant	80	15	0,0111	3	0,0333	0,0333	0,00003
8	crèche	358,72	Enfant	50	15	0,0069	3	0,0208	0,0208	0,00002
9	mosquée	884,96	Fidèle	400	10	0,0741	3	0,2222	0,5306	0,00053
	C.E.M	5787,91	Élève	650	15	0,0903	3	0,2708		
	Bibliothèque communale	283,51	lecteur	90	15	0,0125	3	0,0375		
16	lycée technique	5528,55	Élève	600	15	0,0833	3	0,2500	0,4708	0,00047
	Ecole primaire	4480,53	Élève	530	15	0,0736	3	0,2208		

Source :* Subdivision des ressources en eau /APC de Sidi Akkacha

V.3 Débits totaux des eaux usées à évacuer

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées, le débit total est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Q_{pte}^{Dom} (L/s)	$Q_{pte}^{éq}$ (L/s)	Q_{tot}^{Eu} (L/s)	Q_{tot}^{Eu} (m ³ /s)
1	2,97	6,533	0,278	6,811	0,0068
2	4,69	7,992	0,304	8,296	0,0083
3	3,92	6,442	0,096	6,538	0,0065
4	2,79	4,321	0,000	4,321	0,0043
5	5,46	8,688	0,263	8,951	0,0090
6	7,16	14,516	0,272	14,788	0,0148
7	4,43	6,867	0,033	6,900	0,0069
8	0,97	1,508	0,021	1,529	0,0015
9	4,18	7,388	0,531	7,918	0,0079
10	3,43	5,958	/	5,958	0,0060
11	2,60	4,588	/	4,588	0,0046
12	1,06	1,838	/	1,838	0,0018
13	2,02	3,892	/	3,892	0,0039
14	0,31	0,613	/	0,613	0,0006
15	0,62	1,054	/	1,054	0,0011
16	3,90	5,804	0,471	6,275	0,0063
17	2,96	6,238	/	6,238	0,0062

V.4 Estimation des débits des eaux pluviales

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représentent la majeure partie.

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée est prise en compte dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement, appelés à évacuer ces eaux pour une fréquence décennale.

Pour calculer les débits d'eaux pluviales il existe différentes méthodes qui sont adaptées à des bassins versants urbanisés. Cependant, ceux qui ont été testés et calés sur des bassins urbains tropicaux sont : la méthode rationnelle et le modèle de Caquot qui sont plus adaptées pour des bassins versants urbanisés et donnent directement le débit de pointe à l'exutoire.

V.4.1 La méthode rationnelle

La méthode rationnelle, dont l'origine remonte à 1850, est largement utilisée pour l'estimation des débits de ruissellement et elle peut, sous certaines conditions, donner des réponses satisfaisantes pour de petits bassins versants. Elle a été généralisée en 1906, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode destinée surtout pour les bassins urbains à faible surface (< 10 ha).

La méthode rationnelle est basée sur l'hypothèse qu'une pluie constante et uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant produit un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin versant contribuent à l'écoulement, soit après un temps égal au temps de concentration. Par simplification, la méthode rationnelle suppose aussi que la durée de la pluie est égale au temps de concentration. Elle ne tient pas compte de l'hétérogénéité de la pluviométrie et a tendance à surévaluer le débit de pointe.

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

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (l/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

V.4.1.1 Coefficient réducteur de l'intensité

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire, c'est un coefficient réducteur de l'intensité (SALAH. B, 2014)

- Coefficient réducteur d'intensité : c'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité, $\alpha \leq 1$.

Supposant un bassin versant assimilés à un rectangle de longueur « x » et de largeur « y » drainé par un collecteur 1-2-3.

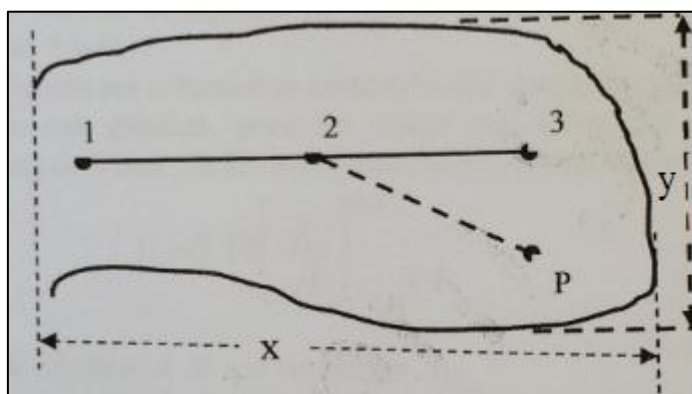


Figure V.1 : Principe schématique de détermination du coefficient « α »

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

Le point P du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul. P-2 est la distance du point « 2 »situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point « p » du bassin considéré.

Tableau V.4 : valeurs du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance P-2.

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
$y < x/2$	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
$y > x/2$	0,9	0,86	0,83	0,83	0,78	0,76	0,75
(P-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$y < x/2$	0,76	0,75	0,73	0,72	0,7	0,69	0,68
$y > x/2$	0,72	0,7	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

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

V.4.1.2 Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha), le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, Aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

V.4.1.3 Hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

V.4.1.4 Temps de concentration d'un bassin versant

Le dimensionnement d'un ouvrage de transfert se base sur le débit maximum de l'hydrogramme généré par une pluie de référence. Celle-ci est définie par sa durée et sa période de retour. Pour une période de retour donnée, la durée de pluie qui génère le débit le plus fort est en première approximation égale à une durée caractéristique du bassin versant appelé temps de concentration. Le temps de concentration t_c BV d'un bassin représente le temps de parcours entre la surface productrice du bassin versant la plus éloignée hydrauliquement de son exutoire et l'exutoire proprement dit.

❖ Détermination du temps de concentration

Le temps de concentration « t_c » se compose de :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{V.10})$$

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

$$t_1 = \frac{L}{60v} \quad (\text{V.11})$$

- L : La longueur du tronçon considéré (m).
- v : La vitesse de l'eau dans le tronçon (m/s).

- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage (bouche d'égout), ce temps varie de **1 à 20 min**.
- t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \text{ (min)} \quad \text{(V.12)}$$

Avec :

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

Trois cas peuvent être envisagés :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$T_c = 3.98 \times \frac{L^{0,77}}{\sqrt{I}} \quad \text{(V.13)}$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

V.4.1.5 Critiques de la méthode rationnelle

- L'intérêt de la méthode est sa grande simplicité d'expression et d'utilisation. Ses limites sont une représentation très élémentaire de la transformation pluie-débit qui néglige les effets du transfert et du stockage hydraulique, ce qui conduit à obtenir des valeurs de débits par excès.
- Elle est valable pour des bassins de collecte très simples, de taille réduite, plutôt imperméabilisés.
- On limite en général son utilisation à des bassins de quelques dizaines d'hectares. Au-delà, la surestimation des débits a des conséquences très notables sur l'économie du projet.
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.
- Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité).
- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « Cr » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est loin de la réalité.

La méthode rationnelle fait l'hypothèse d'un transfert de l'écoulement sans amortissement et en conséquence surestime les débits de pointe. Pour corriger cette faiblesse, plusieurs variantes ont été proposées. Il faut en particulier mentionner la méthode de Caquot qui jusqu'à présent, est la méthode de référence pour le calcul des réseaux d'assainissement.

V.4.2 Formule de Caquot

La formule de Caquot est une adaptation de la formule rationnelle intégrant la loi de Montana et une estimation du temps de concentration. L'intensité de la pluie disparaît pour être remplacée par des variables intervenant dans l'estimation du temps de concentration. La formulation prend également en compte l'effet d'amortissement par le réseau.

Sa forme générale s'écrit :

$$Q_p(T) = \alpha_1 \times Cr^{\alpha_2} \times I^{\alpha_3} \times A^{\alpha_4} \quad (\text{V.14})$$

Avec :

- $Q_p(T)$: le débit pluvial de pointe en (m³/s).
- Cr : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ et α_4 : coefficients de la formule.

V.4.2.1 Domaine d'emploi

Les limites suivantes peuvent être retenues :

- bassin versant de superficie < quelques dizaines d'hectares.
- coefficient d'imperméabilisation > 0,2.
- pente comprise entre 0,2 % et 5 %.
- débit dimensionnant ne devant pas dépasser 500 l/s à 1000 l/s.

Paramétrisation :

I : pente moyenne du bassin versant (en m/m) : pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L est constitué de tronçons successifs L_K de pente sensiblement constante I_K , l'expression de la pente moyenne est la suivante :

$$I = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right]^2 \quad (\text{V.15})$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ et α_4 : coefficients dépendant des caractéristiques du bassin versant, de la pluviométrie locale et de la période de retour T .

V.4.3 Choix de la méthode

Selon cette démarche théorique et d'après les caractéristiques de notre zone d'étude à savoir son caractère rural et Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes, on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux en raison de sa facilité d'exécution et la disponibilité des données nécessaires pour son application. Non seulement elle est valable pour des bassins de collecte très simples, de taille réduite, plutôt imperméabilisés mais aussi parce que les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins des superficies inférieures à 10 ha (de notre projet), au-delà la surestimation des débits a des conséquences très notables sur l'économie du projet.

V.5 Calcul des débits pluviaux

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque sous bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient réducteur α s'approchent de l'unité (1).

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.5: Débits pluviaux pour chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Cr	I (l/s/ha)	α	Q^{Ep} (l/s)	Q^{Ep} (m ³ /s)
1	2,967	0,71	115	0,9	242,29	0,242
2	4,688	0,55	115	0,9	296,50	0,296
3	3,920	0,53	115	0,85	238,92	0,239
4	2,788	0,5	115	0,9	160,30	0,160
5	5,463	0,52	115	0,9	326,70	0,327
6	7,164	0,77	115	0,9	634,37	0,634
7	4,430	0,5	115	0,85	254,71	0,255
8	0,973	0,5	115	0,9	55,98	0,056
9	4,180	0,57	115	0,9	274,03	0,274
10	3,433	0,56	115	0,85	221,06	0,221
11	2,595	0,57	115	0,9	170,11	0,170
12	1,059	0,56	115	0,85	68,17	0,068
13	2,025	0,62	115	0,85	144,35	0,144
14	0,309	0,64	115	0,85	22,77	0,023
15	0,619	0,55	115	0,85	39,15	0,039
16	3,899	0,48	115	0,85	215,23	0,215
17	2,959	0,68	115	0,85	231,41	0,231

V.6 Calcul des Débits totaux à évacuer pour chaque sous bassin :

Tableau IV.6 : Débits totaux à évacuer pour chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Q_{pte}^{Dom} (l/s)	$Q_{pte}^{éq}$ (l/s)	Q^{Ep} (l/s)	$Q^{parasite}$ (l/s/ha)	Q^{tot} (l/s)	Q^{tot} (m ³ /s)
1	2,967	6,533	0,278	242,29	0,15	249,10	0,249
2	4,688	7,992	0,304	296,50	0,15	304,79	0,305
3	3,920	6,442	0,096	238,92	0,15	245,46	0,245
4	2,788	4,321	0,000	160,30	0,15	164,62	0,165
5	5,463	8,688	0,263	326,70	0,15	335,65	0,336
6	7,164	14,516	0,272	634,37	0,15	649,16	0,649
7	4,430	6,867	0,033	254,71	0,15	261,61	0,262
8	0,973	1,508	0,021	55,98	0,15	57,51	0,058
9	4,180	7,388	0,531	274,03	0,15	281,94	0,282
10	3,433	5,958	/	221,06	0,15	227,02	0,227
11	2,595	4,588	/	170,11	0,15	174,69	0,175
12	1,059	1,838	/	68,17	0,15	70,01	0,070
13	2,025	3,892	/	144,35	0,15	148,24	0,148
14	0,309	0,613	/	22,77	0,15	23,39	0,023
15	0,619	1,054	/	39,15	0,15	40,21	0,040
16	3,899	5,804	0,471	215,23	0,15	221,51	0,222
17	2,959	6,238	/	231,41	0,15	237,64	0,238

Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales, on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

La présente phase constitue une étape importante pour entamer le prochain chapitre, le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

CHAPITRE VI :

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Chapitre VI**Calcul hydraulique du réseau d'assainissement****Introduction**

En assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans toute la mesure du possible, d'empêcher la décantation et les dépôts des sables... entraînés par les débits pluviaux, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite. Par conséquent le réseau d'assainissement doit assurer une évacuation des eaux usées dans des bonnes conditions en dehors des zones urbaines.

Lors de la détermination de débits des eaux usées et de pluie, il faut effectuer les calculs hydrauliques adéquats pour dimensionner le réseau, autrement dit, déterminer les sections de conduits nécessaires pour évacuer leurs débits. Avant de réaliser des calculs, il faut fixer des critères préalables sur les conditions où nous voulons faire fonctionner ce réseau. Ces critères préalables doivent être ceux qui suivent :

- Diamètre minimal de tuyaux ;
- Vitesse maximale et minimale pour la circulation d'eau dans des égouts ;
- Pentés maximales et minimales des canalisations ;
- Matériaux à employer afin d'utiliser les coefficients de frottement corrects ;
- Dans des réseaux unitaires, coefficient de dilution pour le fonctionnement de déversoirs.

VI.1 Logiciel Covadis

Est spécialement dédié aux bureaux d'études en infrastructure, aux entreprises de travaux publics, aux collectivités locales et territoriales, ainsi qu'aux cabinets de géomètres. Il permet de traiter un projet d'infrastructure de sa phase initiale à sa phase finale. COVADIS contient en un seul logiciel, l'ensemble des modules "métiers" exploités quotidiennement par les bureaux d'études VRD et les entreprises de BTP. COVADIS fonctionne sur toutes les versions récentes d'Autocad.

VI.1.1 Etude d'assainissement avec COVADIS

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.).

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des Pentés, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.), de dessiner et de dimensionner les réseaux EU et EP. Il propose différentes méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle (Caquot, méthode de l'instruction technique de 77) et la méthode rationnelle (norme européenne EN 752-4). Ce module est piloté par une barre d'outils simplifiant sa prise en main et son utilisation par des projeteurs.

VI.2 Conditions d'implantation des réseaux

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs. Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse d'écoulement empêchant les dépôts, cette vitesse minimale dite auto curage doit être égale au moins à 0,6 m/s pour le (1/10) du débit à pleine section, et une vitesse de 0,3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm. (Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, 1977)

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

L'eau circule par le réseau en régime de lame libre par gravité. La limite supérieure de vitesse est établie pour éviter des érosions dans des canalisations, du fait que l'eau fait glisser des sables et de matériaux solides et en plus, elle dépend de la résistance à l'abrasion du matériel qui constitue ces canalisations.

Tenant compte la haute **résistance à l'abrasion** des tuyaux en plastique, les vitesses de circulation admises atteignent jusqu'aux 5 m/s pour ces types de tuyau, Cependant, dans le cas des canalisations en béton, il est convenable de limiter la vitesse maximale de circulation à 4m /s pour éviter des problèmes de corrosion. En ce qui concerne la limite inférieure de vitesse établie pour garantir la capacité d'entraînement et éviter des sédimentations dans les Canalisations. La vitesse requiert de débit et celui-ci manque dans de nombreux branchements, à l'époque de sécheresses et dans certaines heures. (Bourrier R, *et al.* 2017)

C'est pourquoi, établir des valeurs minimales pour la vitesse de circulation est inutile, parce que cette valeur minimale est nulle. Fixer des valeurs minimales pour des pentes de canalisations semble plus adéquat, afin de garantir une capacité d'entraînement, lors de la production de débits et en parallèle, établir des éléments adéquats de nettoyage du réseau dans les têtes des branchements (chambres de décharge, des puits d'entretien, etc.). La vitesse minimale recommandée est de 0,6 m/s au-dessous de cette vitesse et l'accumulation des déchets solides dans des égouts est habituelle. (Bourrier R, *et al.* 2017)

Lorsque nous nous trouvons face à des collecteurs dont la pente est très basse, il faut augmenter la vitesse de l'eau, soit par l'utilisation de matériaux avec un coefficient de frottement bas (par exemple, des plastiques), soit par la projection des sections de rayon hydraulique élevé et si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager du décrochement dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards des chutes. (Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, 1977)

VI.3 Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques

Avant entamer et vérifier nos calculs de réseau d'assainissement existant on considère les hypothèses suivantes pour une évacuation gravitaire :

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

VI.3.1 Calcul de la pente

La pente de chaque canalisation est déterminée à partir de la formule suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{VI.1})$$

$$\begin{aligned} CP_{\text{amont}} &= CTN_{\text{amont}} - P_{\text{amont}} \\ CP_{\text{aval}} &= CTN_{\text{aval}} - P_{\text{aval}} \\ \Delta H &= CP_{\text{amont}} - CP_{\text{aval}} \end{aligned}$$

Tel que :

ΔH : La différence entre deux côtes du projet du tronçon considéré (m).

L: La longueur du tronçon considéré (m).

P: profondeur.

CTN : côtes terrain naturel.

VI.3.2 Paramètres hydrauliques

Le calcul hydraulique consiste à déterminer les débits, les vitesses et les hauteurs de remplissage dans les canalisations. Pour chacun de ces grandeurs deux valeurs sont déterminées, l'une réelle et l'autre à pleine section.

A partir des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite entièrement remplie.

Pour l'établissement de notre étude, on a besoin des paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau exprimé en (m).
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau exprimée en (m^2).
- Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé exprimé en (m).
- Vitesse moyenne de l'écoulement (V) en (m/s) : c'est le rapport entre le débit volume en (m^3/s) et la section mouillée en (m^2).

VI.4 Le dimensionnement des canalisations

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons utilisé la formule de Manning Strickler.

VI.4.1 Formule de Manning-Strickler :

→ La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.2})$$

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

$$Q = V \cdot S = K_S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \cdot S \quad (\text{VI.3})$$

Où :

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

R (m) : Rayon hydraulique ;

K_S : Coefficient de Manning-Strickler (rugosité) dépend de la nature des parois.

→ Les Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grés, PVC, PEHD, ... : K = 70 à 80.
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 à 45.
- Fossés profonds engazonnés : K = 25 à 30.

Il faut distinguer les coefficients annoncés par les fabricants (coefficients allant jusqu'à 110 calculés en laboratoire sur une canalisation neuve sans dépôt) et les coefficients réels qui tiennent compte de la fixation de matières en suspension dans le fond des ouvrages (ce biofilm se substitue alors au coefficient de Manning -Strickler du matériau de l'ouvrage).

→ le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 \cdot Q_t}{K_S \cdot \sqrt{I_m}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad (\text{VI.4})$$

Où :

$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl}$, avec ;

Q_{eu} (m³/s): Débit d'eau usée ;

Q_{pl} (m³/s): Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{ps} = V_{PS} * \frac{\pi * D_{nor}^2}{4} \quad (\text{VI.5})$$

D_{nor} (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

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

→ La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI.3) avec le rayon hydraulique : $R = \frac{D_{nor}}{4}$

$$V = K_S * \left(\frac{D_{nor}}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_m} \quad (\text{V.6})$$

→ La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

✓ Rapport des débits : $R_Q = \frac{Q_{tot}}{Q_{ps}}$

✓ Rapport des vitesses : $R_V = \frac{V}{V_{ps}}$

✓ Rapport des hauteurs : $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau.

VI.5 Utilisation des abaques

VI.5.1 Choix du diamètre

Abaque Ab. 4a, réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisation circulaire), voir l'annexe 1.

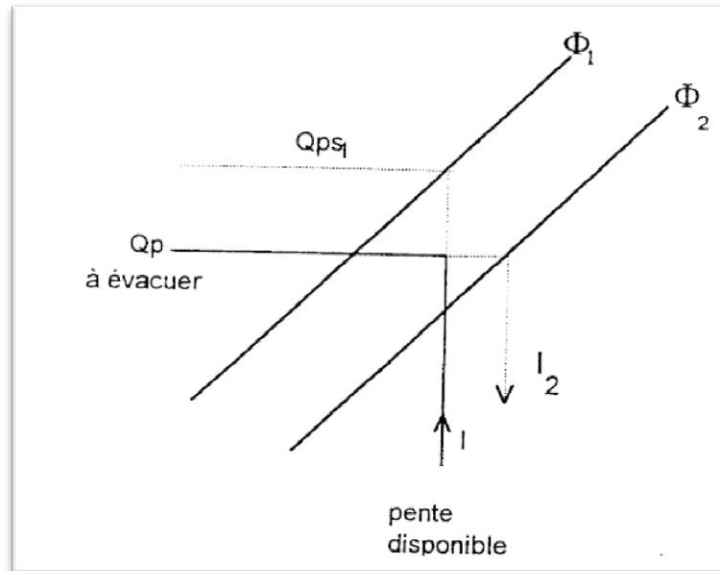


Figure VI.1 : choix du diamètre à partir de l'abaque 1, réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisation circulaire), voir l'annexe 1

L'abaque 1 est utilisé pour le choix des sections d'ouvrage (conduites circulaires), compte tenu de la pente et du débit, permettant à évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Après le calcul de la vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite $v = f(Q_p, I, D)$, on passe à l'étape de vérification de façon à avoir $v \leq 4$ à 5 m/s.

- Q calculé est le débit issu de l'assemblage des bassins versants sachant que le débit à pleine section est supérieur au débit de pointe à évacuer $Q_{ps1} > Q_p$.
- Le diamètre théorique est calculé à partir de la formule de Manning-Strickler (utilise le coefficient K , la pente et le débit Q).
- $V = Q / S$ est le rapport (débit calculé / section du collecteur).
- rQ est le rapport des débits (Q calculé / Q pleine section).
- rV et rH sont déduits de rQ par l'abaque 2 de l'Instruction Technique voir l'annexe 1.
- H calculée ($= rH * \text{diamètre}$) est la hauteur de remplissage (en mm) dans la canalisation.
- V calculée ($= rV * V_{ps}$) est la vitesse en régime uniforme (m/s).
- La vérification des contraintes de vitesses teste si ($V_{\text{mini}} \leq V \text{ calculée} \leq V_{\text{maxi}}$)
- V_{ps} est la vitesse à pleine section (calculée par la formule de Manning-Strickler).
- $Q_{ps} = V_{ps} * S$ est le débit à pleine section.

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

VI.6 Vérification des conditions d'auto-curage du réseau

Les réseaux d'assainissements doivent être auto curant, ils doivent être conçus de manière que les dépôts soient entraînés automatiquement par les débits évacués et que la vitesse d'écoulement soit supérieure à 0.6 m/s pour un débit de l'ordre de :

$$Q_p = \frac{1}{10} Q_{ps}$$

Et aussi que la vitesse d'écoulement soit supérieure à 0.3 m/s pour un débit de l'ordre de :

$$Q_p = \frac{1}{100} Q_{ps}$$

Dans le cas où les conditions d'auto curage ne sont pas vérifiées, on prévoit la création des mises en charge fréquentielles (réservoir de chasse d'eau, camion à citerne...etc).

✓ Remarque

Les résultats de calcul des conditions d'auto-curage sont regroupés dans l'Annexe (02).

Tableau VI.1 : caractéristiques des collecteurs du réseau projeté

Type de collecteurs	Numéro de collecteurs	Longueur (m)	Nombre de regards
Collecteurs principale		1200,3	36
Collecteurs secondaire	1	505,3	18
	2	500,7	15
	3	352,1	9
Collecteurs tertiaires	1_1	256,8	12
	1_2	53,3	1
	1_3	107,6	3
	1_4	130,8	6
	1	557,5	22
	2_1	229,7	12
	2_2	152,4	6
	2_3	204	9
	2_4	196	5
	2	782,1	32
	3_1	224,5	6
	3_2	137,2	4
	3_3	168,2	6
	3_4	104,4	4
	3_5	110,6	4
	3_6	82,4	3
	3_7	55,5	2
	3_8	85,3	3
	3_9	171,5	5
	3_10	109,2	4
	3	1248,8	41
	4	213,1	7
	5	305	13
	6_1	355,9	16
	6_2	74,5	3
	6_3	84,8	4
	6_4	61,3	3
	6	576,5	26
	7	219,7	8
	Total		9617

Conclusion

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

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en PVC pour le diamètre ≤ 400 mm et en béton armé pour le diamètre > 400 mm car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

Les diamètres obtenus après les calculs sont compris entre 300 mm et 1200 mm pour la totalité d'un collecteur principal et 3 collecteurs secondaires et 7 conduites tertiaires et satisfont toutes les conditions d'auto-curage. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir des mises en chasse fréquentielles on conclue que notre réseau unitaire est bien vérifié les calculs des caractéristiques hydrauliques et justifié les conditions d'écoulement gravitaires des eaux usées.

CHAPITRE VII :

Ouvrage

Annexes

Chapitre VII

Ouvrages annexes

Introduction

Les réseaux d'assainissement collectent des eaux plus ou moins chargées et les véhiculent dans les meilleures conditions. La priorité est d'assurer le transfert vers l'unité de traitement tout en garantissant la sauvegarde du milieu naturel. Pour cela, il ne doit y avoir aucun obstacle à l'écoulement afin d'effectuer un transport le plus direct possible.

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

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux ;
- Ouvrages annexes.

VII.1 Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval ; suivant la grandeur de leur section, on les classe ainsi :

- Collecteur principal, pour les grands diamètres supérieurs à $\varnothing 800$;
- Collecteur secondaire, pour les diamètres compris entre $\varnothing 400$ et $\varnothing 800$;
- Collecteur tertiaire, pour les diamètres inférieurs ou égaux à $\varnothing 300$.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients:

- Largeur importante de la tranchée ;
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles, d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour pallier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VII.1.1 Canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes :

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

VII. 1.2 Matériau des canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

a) Conduite en fonte

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

b) En béton non armé

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

Les industriels en maintenant l'homogénéité de leur fabrication, produisent actuellement des tuyaux en béton non armé dans trois classes : 60 B, 90 B et 135 B, correspondant à une charge minimale à l'écrasement rapportée à la surface diamétrale intérieure de 60, 90 ou 135 KN/m². (Jean-Marc BERLAND, 2014)

c) En béton armé

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

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

- Des barres droites, appelées génératrices ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15 cm.
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

d) Conduites en amiante – ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de tuyaux se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé. (Jean-Marc BERLAND, 2014)

e) Conduites en grès artificiels

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

recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m. (Jean-Marc BERLAND, 2014)

f) Conduites en chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m. (Jean-Marc BERLAND, 2014)

g) Conduite en matières plastique

Pour ce type nous distinguons :

- Les conduites en matières thermodurcissables ;
- Les conduites en matières thermoplastiques.

VII. 1.3 Matériau des canalisations

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

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

Pour notre projet, nous avons opté pour :

- Les conduites circulaires en PVC pour les extensions pour les conduites de diamètre ≤ 400 mm.
- Les conduites en béton armé pour le diamètre > 400 mm.

VII. 1.4 Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur). (Jean-Marc BERLAND, 2014)

a) Joint type Rocla

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

b) Joint à demi-emboîtement

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

c) joint torique

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres 700 - 900 mm.

d) Joint à Collet

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

e) joint plastique

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de la butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

f) Joint mécanique

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

Les différents types des joints sur tuyau en béton armé (B.A) dans la (**Figure VII.1**) :

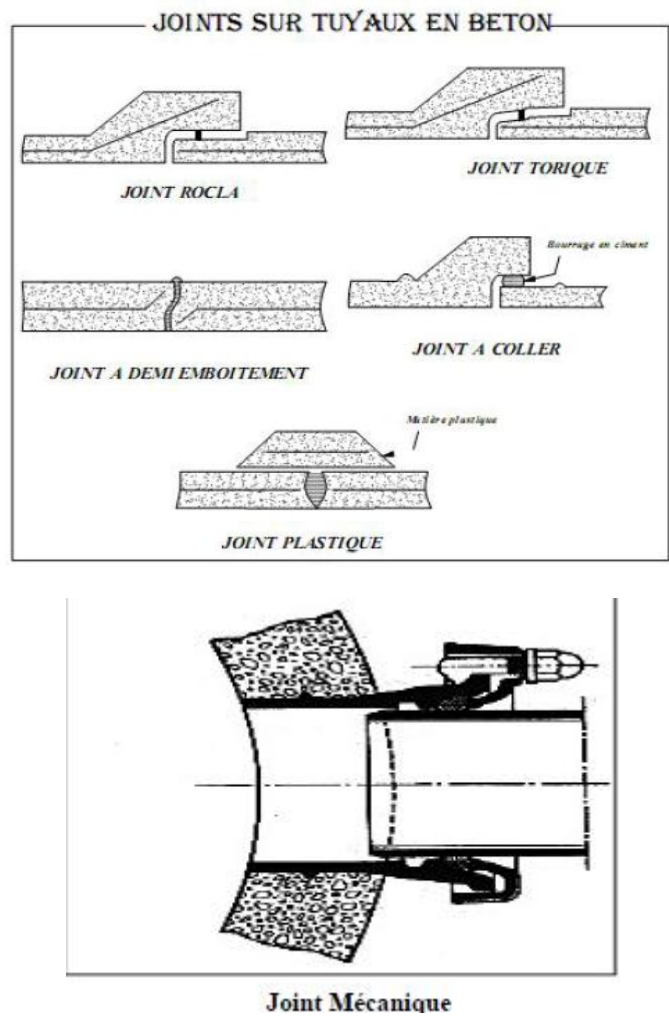


Figure VII.1 : Différents types des joints sur tuyaux en B.A

VII.2 Ouvrages annexes

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

Pour notre réseau, il est nécessairement utile d'installer et de dimensionner certains ouvrages qui sont indispensables pour le bon fonctionnement du réseau notamment durant les fortes pluies: ces ouvrages se présentent sous deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VII.2.1 Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages indispensables en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents et de collecter les eaux de ruissellement et de les raccorder à l'égout.

VII.2.1.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres 150 à 200 mm inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10). Ces conduites posées avec une pente de 3 % relient le réseau vertical d'eaux usées et pluvial des immeubles au collecteur public. Les points de branchements à partir des regards sont les plus préférables pour éviter les perforations au niveau des collecteurs. Ces branchements de service doivent être installés au-dessus des conduites de branchement d'eau potable (environ 30 cm). (Jean-Marc BERLAND, 2014)

Un branchement comprend trois parties essentielles :

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

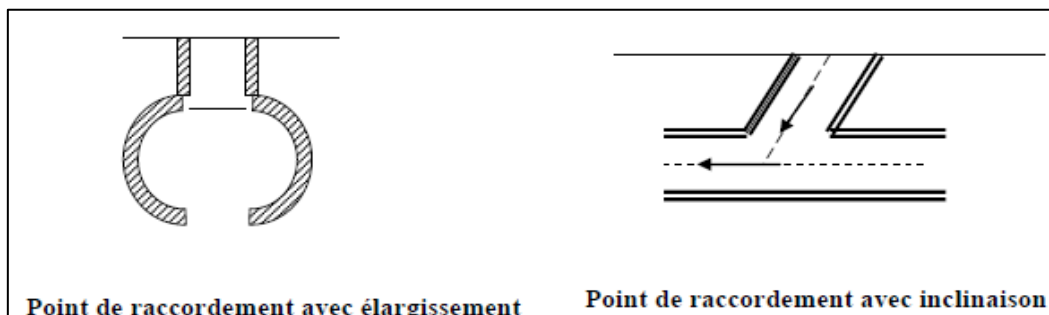


Figure VII.2: Types de Branchements

VII.2.1.2 Les bouches d'égout

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage des chaussées). Placées tous les 50 m, elles sont utilisées aux points bas des caniveaux soit dans la chaussée (absorption par le haut) où la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus figure (VII.3).

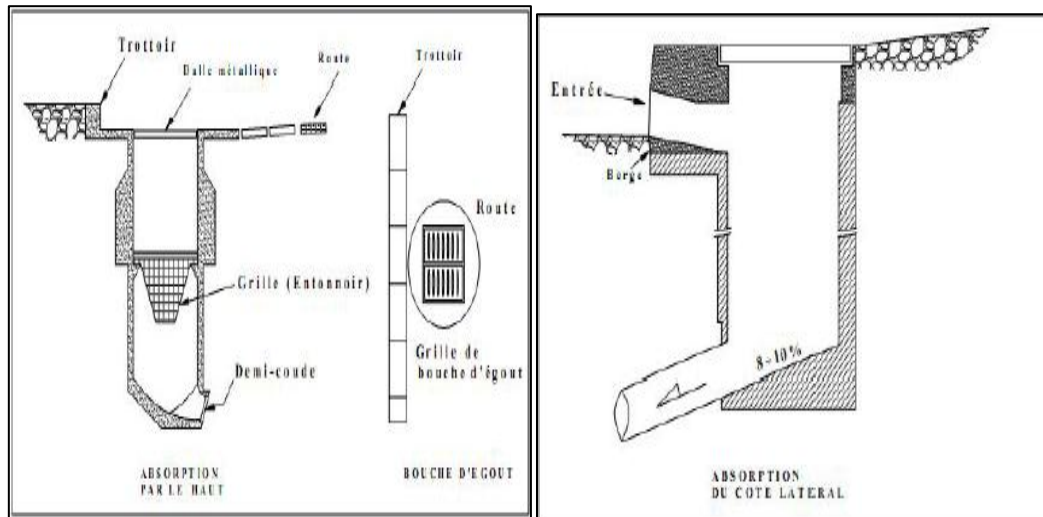


Figure VII.3 : Les bouches d'égout

VII.2.1.3 Les Fossés

Les fossés étaient principalement destinés à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural qui, depuis peu, rentrent dans les dispositions dites alternatives à la solution par tuyaux. Suivant les caractéristiques du relief, ils sont soit des ouvrages de transport à faible pente, soit des ouvrages de retenue, soit des ouvrages de stockage des eaux. (Jean-Marc BERLAND, 2014)

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

VII.2.1.4 Les regards

Les regards permettent l'accès aux collecteurs visitables et assurent la ventilation interne pour l'évacuation des gaz. Dans le domaine de la gestion, ils sont très utiles pour le débouage, le nettoyage des collecteurs et éventuellement la réhabilitation. (SALAH. B, 2014)

La fonction doit respecter la forme du collecteur. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages.

- à tous les points de jonction.
- au changement de direction.
- au changement de pente de collecteurs.
- aux points de chute.

- Pour les canalisations plus petites et non praticables.

Dans la majorité des réseaux projetés en pratique, on rencontre :

- Des regards simples utilisés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents. Ils sont utilisés pour notre réseau tous les 30 à 50 m au niveau de tous les quartiers.
- Des regards latéraux : Ils sont utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : Pour le système séparatif.
- Regard de chute : Pour les terrains à forte pente.
- Les regards toboggan : en cas d'exhaussement de remous

→ La distance entre deux regards est variable

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

→ Différents types de regards (SALAH. B, 2014):

- **Regard de visite :** Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égale à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite.
- **Regard de jonction :** Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à savoir :
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
- **Regard de ventilation :** La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :
 - Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
 - Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
 - Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.
- **Regards de chasse :** Ceux-ci jouent le rôle des réservoirs périodiques. Ils envoient un volume d'eau important dans la canalisation pour entraîner tous les éléments qui sont disposés et qui risquent d'obturés la conduite lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante.
- **Regard de chute :** C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :
 - **La chute verticale profonde :**
Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but et de réduire la vitesse.
 - **La chute toboggan :** Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

Remarque

Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

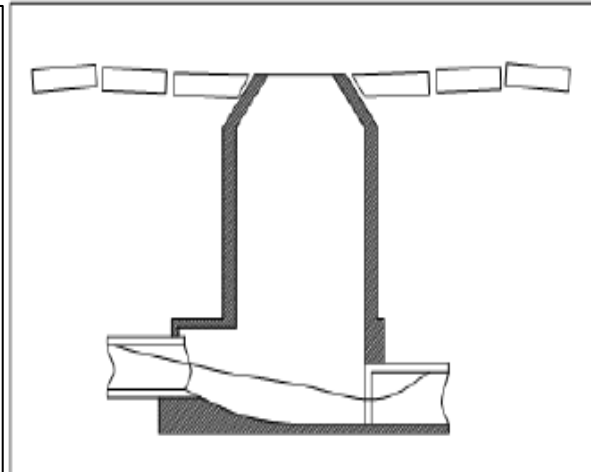
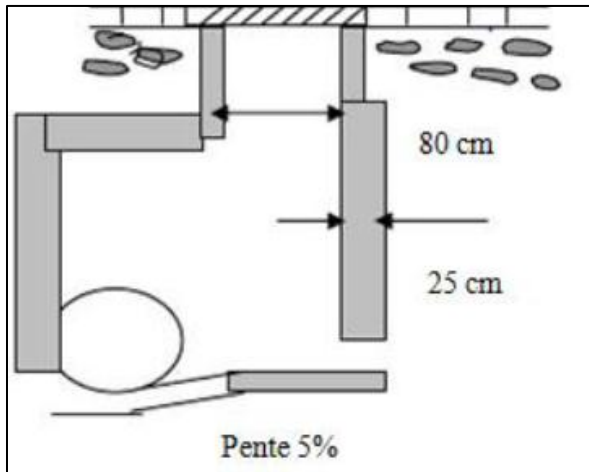


Figure VII.4 : Regard latéral (grands diamètres) **Figure VII.5:** Regard de jonction

VII.2.2 Les ouvrages spéciaux

VII.2.2.1 Les déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orage sont bien souvent le lien direct entre le réseau d'assainissement et le milieu naturel. En effet ils assurent la régulation hydraulique des effluents unitaires dans le réseau d'assainissement en temps de pluie ainsi que le partage des débits restant dans le réseau et ceux devant être évacués.

Ces dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Quel que soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles (SALAH. B, 2014):

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Evacuer sans surverse le débit critique.
- Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et, les ouvrages annexes.
- Assurer la fonction de by-pass ou ouvrage d'échange : envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transport.

- By-pass séparateur : prélever les eaux de temps sec pour les envoyer vers un égout d'eaux usées d'où une transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial (possible qu'avec un vannage).

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement (**Figure VII.9**).

Un déversoir d'orage se compose :

- D'un ouvrage de dérivation.
- D'un canal ou collecteur de décharge.

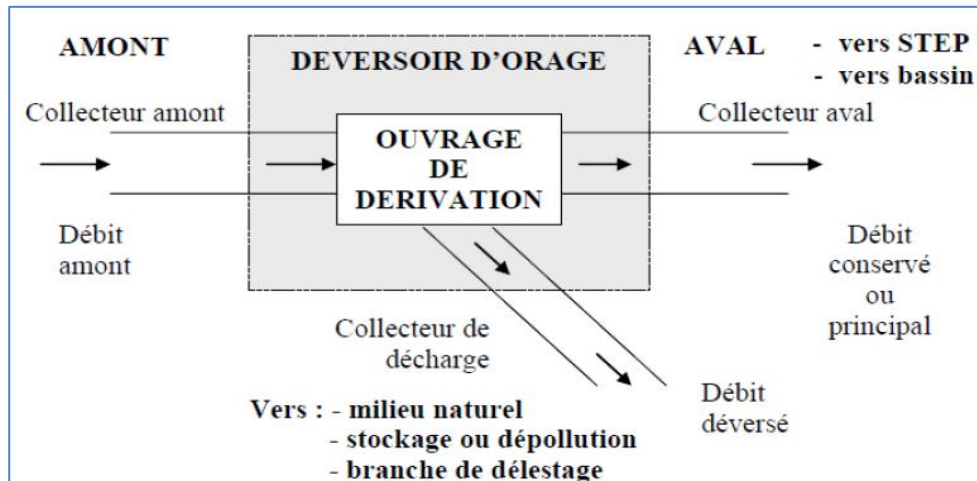


Figure VII.6 : Schéma de principe du déversoir d'orage

→ Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir (SALAH. B, 2014) :

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

→ le choix de type de déversoir :

se fera en tenant compte des paramètres de régimes d'écoulement et de niveau d'eau dans l'émissaire, les déversoirs d'orage sont placés avant la stations d'épuration pour la régularisation des débits, et parfois au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs.

→ Types de déversoir d'orages :

1. Déversoir à seuil latéral

- Déversoir à seuil latéral simple

C'est pour les terrains relativement plats, le seuil peut être placé d'un côté ou de chaque côté de la conduite d'amenée, la conduite aval peut être étranglée à condition que l'écoulement à l'amont soit fluvial ou que le seuil soit élevé pour empêcher le reflux d'eau provenant de l'émissaire. (SALAH. B, 2014)

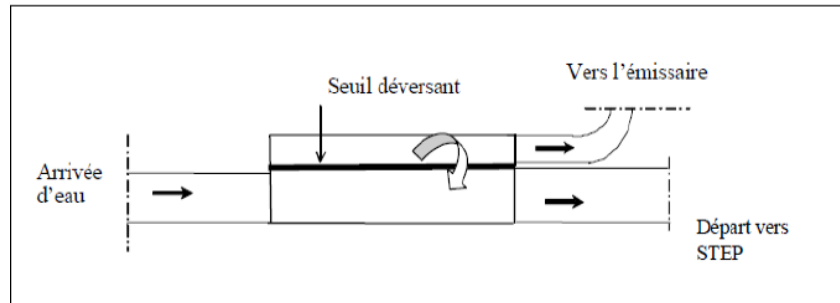


Figure VII.7 : Déversoir à seuil latéral simple

→ Choix de types de déversoirs :

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte des régimes d'écoulement des niveaux d'eau de l'émissaire et de la topographie du terrain.

Remarque

Dans notre étude nous avons prévu un déversoir d'orage latéral vu l'emplacement de la STEP par rapport à l'écoulement aussi il convient beaucoup plus à notre zone d'étude.

VII.2.2.2 Dimensionnement du déversoir d'orage:

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

Pour le dimensionnement des déversoirs d'orage à seuil latéral ou frontal on doit déterminer :

1. Détermination du débit total :

$$Q_t = Q(\text{pluvial}) + Q(\text{eaux usées domestiques}) + Q(\text{eaux usées pub}) + Q(\text{eaux par}) \quad (\text{VII.1})$$

2. Le débit critique se compose du débit total fois le coefficient de retardement :

$$Q_{ct} = Q_t \times Z \quad (\text{VII.2})$$

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

Z= le coefficient de retardement.

Tc= temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer.

3. Débit de pointe transité vers la STEP :

$$Q_{step} = d \times Q_{pt\ usée} \quad \text{(VII.4)}$$

Avec :

d : représente la dilution.

$Q_{pt\ usée}$: Débit de pointe d'eau usée.

4. Débit déversé vers l'oued :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step} \quad \text{(VII.5)}$$

5. Les hauteurs d'eau correspondante aux débits à l'amont de déversoir :

$$R_{Q(station)} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Abaque} \rightarrow R_h = \frac{h_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Abaque} \rightarrow R_v = \frac{v}{V_{ps}} \rightarrow h_{step} = R_h \times D$$

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_{h_{cr}} = \frac{h_{tcr}}{D} \rightarrow h_{tcr} = R_{h_{cr}} \times D$$

6. La longueur du seuil L :

$$Q_{dév} = mLh_{dév}\sqrt{2gh_{dév}}L = \frac{Q_{dév}}{m\sqrt{2gh_{dév}}^2} \quad \text{(VII.6)}$$

&- Les données de départ

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200$ mm.
- Débit pluvial : $3,593$ m³/s.
- Débit de pointe d'eau usée $Q_{pt\ usée}$: $0,082$ m³/s.
- débit total à l'entrée : $3,675$ m³/s.
- débit à plein section : $4,080$ m³/s.
- Débit de pointe transité vers la STEP : on propose une dilution de 3 fois

$$Q_{step} = 3 \times Q_{usée} = 3 \times 0,082 = 0,246 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Le débit critique**

➤ **Calcul du coefficient de retardement**

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

$$Z = \left(1 - \frac{tc}{100}\right)$$

➤ **Temps de concentrations**

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

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Dans notre cas, on prend :

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

Avec :

$$t_1 = \frac{L}{60V}$$

t_2 : varie entre (2 à 20 min).

L : le cheminement le plus long en (m).

V : la vitesse moyenne du cheminement le plus long (m/s).

On prend le $t_2 = 8$ min

$$T_{c1} = t_1 + t_2 = \frac{1200,3}{60 \times 3,51} + 8 = 13,69 \text{ min}$$

$$Z = 0,86$$

→ Le débit critique :

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

$$Q_{ct} = 0,86 \times 3,675 = 3,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Débit déversé vers l'oued

$$\begin{aligned} Q_{dév} &= Q_{ct} - Q_{step} \\ Q_{dév} &= 3,15 - 0,246 \\ Q_{dév} &= 2,904 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

❖ Détermination des hauteurs d'eau

$$1. R_{Q(station)} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{0,246}{4,080} = 0,0602 \rightarrow R_h = 0,095$$

$$\text{Alors } h_{step} = R_h \times D = 0,095 \times 1,2 = 0,114 \text{ m} = 11,4 \text{ cm.}$$

$$2. R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{3,15}{4,080} = 0,772 \rightarrow R_{hcr} = 0,66$$

$$\text{Alors } h_{tcr} = R_{hcr} \times D = 0,66 \times 1,2 = 0,792 \text{ m}$$

$$3. h_{dév} = h_{tcr} - h_{step} = 0,792 - 0,114 = 0,678 \text{ m} = 67,8 \text{ cm.}$$

❖ Détermination de la longueur du déversoir

En appliquant la formule du Bazin :

$$L = \frac{Q_{dév}}{m \sqrt{2gh_{dév}}^{\frac{3}{2}}} = \frac{3}{2} \frac{2,904}{0,6 \sqrt{2 * 9,81 * 0,678^2}}^{\frac{3}{2}} = 2,935 \text{ m}$$

Tel que : $m = \left(\frac{3}{2}\right) \times \mu$ dans notre cas : $\mu = 0,6$

VII.2.2.3 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage

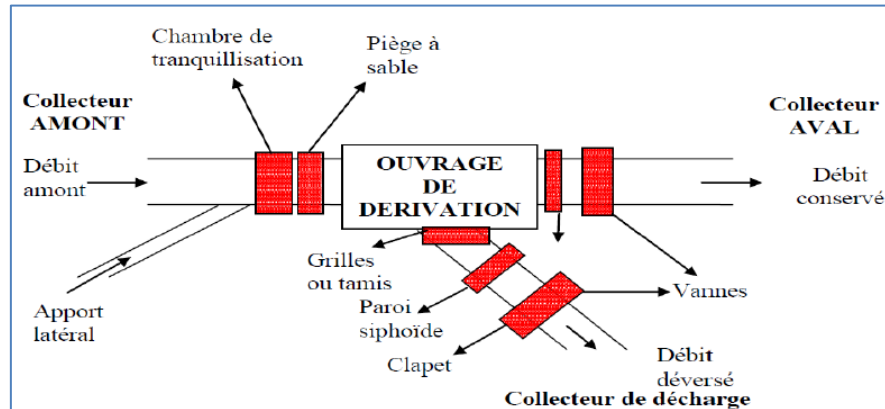


Figure VII.8 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage

1. Les grilles et les dégrilleurs

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les dégrilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage. Les grilles ont pour but de piéger les gros solides ($\varnothing > 6$ mm) pour éviter leur envoi dans le milieu naturel. Les grilles peuvent aussi être inclinées de façon que les solides piégés lors du fonctionnement de l'ouvrage retombent dans l'écoulement conservé dans le réseau. Les barreaux de ces grilles, de 10 à 12 mm d'épaisseur, sont généralement espacés de 15 mm. La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0,5 à 1,5) m/s. (Vazquez et al, 2006)

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

La paroi siphonoïde permet d'éviter d'envoyer les flottants vers le collecteur de décharge. Ils sont ainsi acheminés vers la station de traitement des eaux usées.

Des fabricants proposent également des équipements plus ou moins sophistiqués pour piéger les solides : filtres rotatifs, tamis autonettoyants, ...

Dans notre projet, les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

2. Les vannes de régulation

Les vannes de régulation permettent, dans certaines configurations, de mieux garantir le fonctionnement hydraulique du déversoir. Dans la conduite conservée, le rôle de la vanne est de limiter le débit à l'aval. Pour la conduite déversée, la vanne empêche une remontée des eaux provenant du milieu naturel dans le réseau d'assainissement (Vazquez et al, 2006)

3. le Dessableur

La chambre de tranquillisation et/ou de dessablement, située à l'amont du déversoir, pour but, en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des sables (matières minérales denses) et de faire remonter en surface les flottants.

Les dessableur sont des ouvrages qui permettent d'éliminer les matières facilement décantables qui sont véhiculées par les eaux usées et pluviales (le plus souvent du sable). Il pourra néanmoins être nécessaire de les placer sur le réseau d'assainissement pour la protection des ouvrages contre :

- Le frottement au niveau des collecteurs et pompes.
- Les pertes en volume utilisables dues aux dépôts qui se forment rapidement.

→ Les différents types de dessableur

Les dessableurs sont toujours placés à l'aval des grilles et à l'amont des décanteurs primaires dans les stations d'épuration, au niveau du siphon à point bas ; et à l'amont des déversoirs d'orage.

✓ Dessableur couloir

C'est un canal avec une partie élargie. L'entrée doit être construite de telle façon que la vitesse soit réduite avec une répartition de vitesse au niveau de cette partie élargie aussi régulière que possible où une vitesse de 0,3 m/s puisse être maintenue. (Jerzy M. S. 2004)

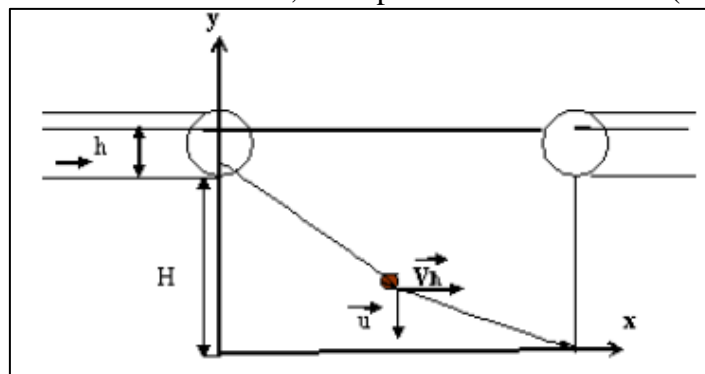


Figure VII.9 : Schéma d'un dessableur couloir

Avec :

h : Hauteur de remplissage dans le conduit ;

V_h : Vitesse de passage de l'eau (m/s) ;

u : Vitesse de sédimentation (cm/s) ;

H : Hauteur de dessableur (m).

Cet ouvrage est caractérisé par une charge hydraulique superficielle obtenue en rapportant le débit maximal à traiter à la surface (longueur x (largeur au miroir)).

Pour éviter le réentraînement des sédiments piégés, le dessableur doit être conçu pour que la vitesse horizontale de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage soit comprise entre 0,2 et 0,4 m/s dans la gamme des débits prévus pour son utilisation, en général le débit de pluie niveau. La conception du dessableur se fait en fonction du choix de la taille des particules à éliminer.

Pour éviter le relargage des particules piégées un by-pass peut être installé pour faire transiter les débits excédents la capacité fonctionnelle de l'ouvrage.

VII.2.2.4 Calcul des caractéristiques du dessableur

Pour le dimensionnement du dessableur, on utilise le débit maximal, Le calcul du volume du bassin se fait comme suit :

1. Calcul de la section vertical (Sv)

$$Sv = \frac{Q(m^3/h)}{v} \quad \text{(VII.6)}$$

Avec :

Q(m³/h): Débit total arrivé = 3,675 m³/s.

v: Vitesse d'écoulement de l'eau dans le dessableur (0,4 m/s).

$$Sv = \frac{3,675}{0,4} \rightarrow Sv = 9,187 \text{ m}^2$$

2. Calcul de la profondeur (h) et la largeur (b)

Pour éviter la turbulence il faut minimiser le nombre de Reynolds, pour cela on utilise la condition suivant :

Avec :

b : Largeur du dessableur (m).

h : Profondeur mouillé (m).

On peut prendre : $\frac{b}{h} = 1,5 \rightarrow b = 1,5 \times h$ $Sv = b \times h = 1,5 \times h^2 \rightarrow S = 0,8bh$ (VII.7)

$$h = \sqrt{\frac{12,25}{1,12}} \rightarrow h = 3,307 \text{ m}$$

$$b = 1,5 \times h \rightarrow b = 1,5 \times 3,307 \rightarrow b = 4,96 \text{ m}$$

$$L = 43 \text{ m}$$

3. Calcul de la vitesse de sédimentation

$$Vs = \frac{g}{18} \left[\frac{S-1}{v} \right] D^2 \quad \text{(VII.8)}$$

Avec :

Vs : La vitesse de sédimentation (m/sec).

g : la gravité / g = 9,81.

S : la surface de dessableur-deshuileur.

D : Diamètre de particule de sable.

v : la viscosité cinématique / v = 1,14 x 10⁻² (cm²/s).

$$S = 4,63 \times 43 = 200 \text{ m}^2$$

$$Vs = \frac{9,81}{18} \left[\frac{200-1}{1,14 \times 10^{-2}} \right] (0,02)^2$$

$$Vs = 0,038 \text{ m/s}$$

La loi de Stokes nous permettra de calculer cette vitesse limite. Pour se faire nous allons tout

d'abord prouver que l'écoulement étudié correspond bien à un régime de stokes (donc que le nombre de Reynolds est inférieur à 1).

Remarque :

Lorsque le nombre de Reynolds est :

- Compris entre 1 et 5 alors on dit que le régime hydraulique est laminaire.
- Compris entre 5 et 50 (ou 100, selon le type d'écoulement considéré), alors il est transitoire.
- Supérieur à 50 (ou 100), on dit qu'il est turbulent.

4. On calcul de nombre de Reynolds

$$R = \frac{V_s \times D}{\vartheta} \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

R : Nombre de Reynolds.

V_s : Vitesse de sédimentation (m/s).

D : la dimension caractéristique du sédiment, son diamètre en mètres (m).

ϑ: Viscosité cinématique : $\nu = 1,14 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

$$R = \frac{3,8 \times 0,002}{1,14 \times 10^{-2}}$$

$$R = 0,6 < 1$$

5. Vérification théorique du temps de séjour

Le temps de séjour des eaux usées dans le dessableur est calculé par la formule suivante :

$$t_s = \frac{V}{Q_{\max}} t_s = \frac{b \times h \times L}{Q_{\max}} = \frac{4,63 \times 43 \times 3,307}{\vartheta} = 179,7 \text{ s} \quad (\text{VII.10})$$

$$t_s = 180 \text{ s}$$

Avec :

t_s : temps de séjour (s) ;

V : Volume de dessableur (m³) ;

b : Largeur du couloir (m) ;

h : Hauteur du couloir (m) ;

L : Longueur du couloir (m).

Selon Jerzy (2004), le temps de séjour doit être compris entre 120 et 300s.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a cité les éléments constitutifs du réseau d'égout, on a projeté des bouches d'égout, des regards, Un dessableur, un déversoir d'orage de type latéral pour contrôler le débit vers la STEP projetée située dans la ville de Tenès et pour décharger l'autre partie vers oued Allala

Pour les ouvrages principaux, notre choix a été fait pour les canalisations en béton armé vu que les avantages qu'elles présentent et afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

CHAPITRE VIII :

Organisation De Chantier

Chapitre VIII Organisation de chantier

Introduction

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, qui est dans la majorité des cas confié à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Au cours de sa création, il doit être mis sous surveillance pour que les travaux établis conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

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.

VIII.1 Les étapes d'avant-projet

Les éléments d'avant-projet sont :

- ✓ Elaborer le plan du tracé de projet.
- ✓ Préparation des profils en long.
- ✓ Etude du type de sol.
- ✓ Trouvez le plan des réseaux existants.
- ✓ Calcul du nombre de population future.
- ✓ prenant compte de toutes les anomalies et les difficultés rencontrées durant la réalisation de projet.

VIII.2 Dossier du marché

L'élaboration du cahier de charge doit contenir toutes les clauses régissant l'opération du marché clauses (techniques, spéciales).

VIII.3 La réalisation d'un réseau d'assainissement

La réalisation d'un réseau d'assainissement sur le terrain oblige le technicien à suivre les étapes suivantes (LEFEBVRE, J. P. 2009) :

- ✓ Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- ✓ Vérification, manutention des conduites et les regards.
- ✓ Décapage de la couche de terre.
- ✓ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- ✓ Aménagement du lit de pose des conduites.
- ✓ La mise en place des canalisations en tranchée.

- ✓ Assemblage des tuyaux.
- ✓ Remblaiement des tranchées.

VIII.4 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des marques placées en ligne droite et espacés de (40-50) m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VIII.5 Manutention et stockage des conduites

1) Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Nous devons éviter (Guignard, *et al.* 2008):

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. Les Tubes avec emboiture doivent être alternes.

2) Déchargement :

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

3) Stockage (Guignard ,*et al.* 2008):

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1,50.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (La décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

VIII.6 Décapage de la couche de terre:

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer sur une couche de (10 à 20) cm, Le volume de la couche végétale à excaver est calculé par :

$$V = b \times H \times L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

- H : épaisseur de la couche(m).
- b : Largeur de la couche(m).
- L : Longueur totale de la tranchée (m).

Remarque

Lorsqu'une tranchée est ouverte dans un terrain de culture ou une prairie, la terre végétale est déposée à part en vue de son réemploi.

Lorsqu'une tranchée est ouverte en terrain boisé, il est procédé au débroussaillage et si nécessaire à l'abattage des arbres avec ou sans dessouchage, et sauf demande contraire des propriétaires, au rangement des produits ou à leur évacuation.

→ Engins utilisés :

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer »

VIII.7 Implantation des regards et des axes des tranchées

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquets. suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placés aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin des instruments suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires ...etc. (LEFEBVRE, J. P. 2009)

VIII.8 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 4 m). Il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée.

Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements, on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

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

L'entrepreneur prend toutes les dispositions utiles pour éviter tous les éboulements et assurer la sécurité du personnel, conformément aux règlements, par tous moyens adaptés en fonction de la nature du sol, de la profondeur de la fouille, de l'environnement, etc. Au cours des travaux, le dépôt de déblais et la circulation des engins sont organisés afin d'éviter tout éboulement. (Guignard ,*et al* .2008)

Les déblais pour réutilisation en remblais sont disposés le long de la fouille. Les terres en excédent ou impropres au remblaiement sont évacuées aux décharges.

✓ Largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de la tranchée est obtenue par la formule :

$$B=d+(2*0,3) \text{ (m)} \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

- B : la largeur de la tranchée (m).
- d : diamètre de la conduite (m).
- ✓ Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \text{ (m)} \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée (m).
- e : hauteur de lit de pose (m).
- d : diamètre de la conduite (m).
- h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m).

→ Engins utilisés :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains.

VIII.9 Le lit de sable

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12 % de particules inférieures à 0,1 mm si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition. (LEFEBVRE, J. P. 2009)

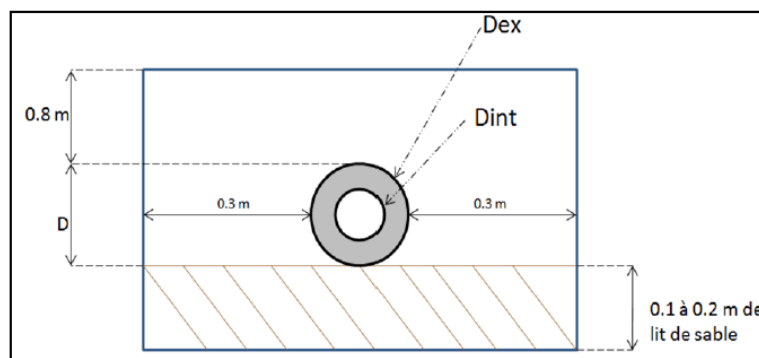


Figure VIII.1 : Pose du lit de sable

- ✓ Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad \text{(VIII.4)}$$

- Vls : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la conduite en (m).

VIII.10 Pose des canalisations en tranchées

La pose de canalisation en assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Après avoir été descendu dans la tranchée, le tuyau est aligné avec celui qui le précède. Le calage latéral, s'il est nécessaire, est soit définitif par remblai partiel symétrique, soit provisoire à l'aide de dispositifs appropriés. Dans tous les cas, la conduite ne repose sur aucun point dur existant ou rapporté (rochers, maçonnerie, calage provisoire, etc.). On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux.

Les tuyaux seront posés en fouillés par une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre, de garder l'alignement des tuyaux.

La mise en place des conduites se fait avec des engins appropriés « pipe-layers ».

VIII.11 Assemblage des conduites

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières. Après assemblage, le jeu longitudinal et la déviation angulaire entre les éléments adjacents sont maintenus dans les limites indiquées par les normes de produits. A chaque arrêt de travail, les extrémités des conduites en cours de pose sont obturées pour éviter l'introduction de corps étrangers.

VIII.12 Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée. (Guignard ,*et al* .2008)

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

- 1) Essais d'étanchéité : L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.
 - à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
 - sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé : (Bourrier R, *et al*. 2017)
 - l'essai à l'eau : effectué pendant 30 mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 - l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VIII.13 Exécution des regards :

Les dimensions d'un regard sont généralement en fonction des collecteurs où La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. L'emplacement, la numérotation et les distances entre les regards sont portés sur les plans du tracé et les profils en long. (LEFEBVRE, J. P. 2009)

La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués. Les tampons doivent comporter un orifice, pour faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes (Bourrier R, *et al.* 2017):

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

✓ Profondeur des regards :

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

$$H = Ct - Cd \text{ (m)} \quad \text{(VIII.5)}$$

Avec :

- H : Profondeur du regard (m).
- Ct : Cote tampon (m).
- Cd : Cote de départ de la conduite (m).

Dans la plupart des cas, il est recommandé d'ajouter 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H = Ct - Cd + 0,2 \text{ (m)} \quad \text{(VIII.6)}$$

✓ La pente entre les regards est :

$$p = \frac{Ca_r^{am} - Ca_r^{av}}{d} \quad \text{(VIII.7)}$$

Avec :

- P : Pente entre deux regards consécutifs (m/m).
- Cd_r^{am} : Cote d'arrivée du regard amont (m).
- Cd_r^{av} : Cote de départ du regard aval (m).
- d : Distance entre deux regards (m).

✓ La largeur du regard est :

$$a = D + 0,6 \text{ (m)} \quad \text{(VIII.8)}$$

Avec :

- D : Le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m).
- 0,6 : Réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

✓ La profondeur d'excavation des regards est :

$$H = h + er + 0,1 \text{ (m)} \quad \text{(VIII.9)}$$

Avec :

- H : Profondeur d'excavation (m).
- h : Profondeur du regard (m).
- er : Epaisseur du radier du regard (m).
- 0,1 : Marge de sécurité.

✓ Volume des déblais des regards :

$$V = a^2 H \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.10)}$$

Avec :

a : Largeur du regard (m)

VIII.14 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.

→ Engins utilisés :

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

✓ Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L. (\pi.D^2/4) \quad \text{(VIII.11)}$$

Avec :

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

- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

✓ Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - (V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}) \quad \text{(VIII.12)}$$

✓ Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \quad \text{(VIII.13)}$$

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

Tel que :

$$V_f = V_{deb} \times K_f \quad \text{(VIII.14)}$$

Tableau VIII.1: Coefficient de foisonnement

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

Kf : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

→ Pour le compactage : L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse.

VIII.15 Détermination du devis estimatif et quantitatif :

Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement est donné dans le tableau (VIII.2).

Tableau VIII.2 : Le devis estimatif et quantitatif du réseau d'assainissement

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				(DA)	(DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	30431,71	300	9129512,4
2	Pose du lit de sable	m ³	5432,6	1200	6519120
3	Remblai de la Tranchée	m ³	18705,88	200	5481000
4	Enrobage	m ³	7722,418	250	1930604,5
B	Canalisations				
	Canalisations en béton armé				
1	300	ml	2438	1500	3657000
2	400	ml	2060	2000	4120000
3	500	ml	3200	2800	8960000
4	600	ml	947	4000	3788000
5	800	ml	950	5000	4750000
6	1000	ml	850	6500	5525000
7	1200	ml	129	8500	1096500
8	1400	ml	69	10000	690000
C	Construction				
	Regards	U	348	24000	8352000
	Déssableur	U	1	30000	30000
	Déversoir d'orage	U	1	16000	16000
THT					64 044 736,90
TVA 19%					12 168 500,00
TTC					76 213 236,90

- ✓ Le devis estimatif de notre projet est de Soixante-seize millions deux cent treize mille deux cent trente-six dinars algériens et neuf centimes.

VIII.16 Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

VIII.16.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.16.2 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux : à nœud et à flèche.

→ la méthode C.P.M :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes de l'entreprise.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard;
- MT : marge totale

✓ Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Pour notre cas, on a choisi un réseau à nœud pour la planification du projet.

VIII.17 Durée d'exécution des tranchées

Connaissant le volume de la terre à excaver et le rendement de l'engin choisi, le temps d'excavation sera donc :

$$T = \frac{V_t}{R_p} \quad (\text{VIII.15})$$

Avec :

V_t : Volume de la terre (m^3).

R_p : Rendement de la pelle choisie (m^3/h).

La durée d'exécution des divers travaux de terrassement est donnée dans le tableau (VIII.3) avec une majoration de 1,2 pour les volumes :

$$V_{\text{déblai.maj}} = 30431,708 \times 1,2 = 36518,0496 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{Remblai.maj}} = 18705,88 \times 1,2 = 22447,056 \text{ m}^3.$$

Avec : 01 jour représente 08 Heures de travail.

Tableau VIII.3 : Calcul de la durée d'exécution des divers travaux

Travaux	Volume (m^3)	Volume maj (m^3)	Rendement de* l'engin (m^3/h)	Durées (jour)
Remblai	30431,708	36518,0496	78,84	58
Déblai	18705,88	22447,056	116,12	25

Source : * Catalogue de Techni-Contact (Engin de chantier) 2020

VIII.18 Définitions des tâches et leurs durées :

Concernant le réseau projeté les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 15 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joints dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et la construction des ouvrages annexes (Dessableur, DO) et après le remblaiement des tranchées.

VIII.19 Symboles des différentes opérations et leur durée

Tableau VIII .4 : Symboles des différentes opérations et leur durée

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage de la couche de terre	20
B	Piquetage	5
C	Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	55
D	Aménagement du lit de pose	20
E	Construction des regards	34
F	La mise en place des canalisations en tranchée	30
G	Constructions des ouvrages annexes (Dessableur, DO)	40
H	Assemblage des tuyaux.	25
I	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.	20
J	remblai des tranchées.	25
K	Travaux de finition.	20

En se basant sur la succession des tâches par la méthode de CPM, la durée de travaux a été estimée à 294 jours (9 mois et 24 jours). Le réseau à nœud des travaux est illustré dans l'annexe 03.

Conclusion

La bonne organisation permet de respecter la qualité des travaux, d'économiser le cout, l'énergie et les délais pour satisfaire le client, et de suivre les prescriptions techniques du cahier de charge et le plan d'exécution du projet régie par le bureau d'étude et le maître de l'ouvrage.

A travers ce chapitre on a évalué la durée de réalisation du projet qui est de 294 jours (9 mois et 24 jours) en se basant sur la succession des taches par la méthode de CPM.

Ensuite on a établi un devis quantitatif et estimatif à fin d'évaluer le coût total de notre projet estimé à **Soixante-seize millions deux cent treize mille deux cent trente-six dinars algériens et neuf centimes** (76 213 236,9 DA).

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires, L'agglomération de Sidi Akkacha est parmi les zones rurales qui se situent dans la wilaya de Chlef. Devant l'évolution de la ville démographiquement et spatialement, l'actuel réseau d'assainissement est devenu incapable de résorber tous les débits produits. Les habitants de la ville de Sidi Akkacha sont souvent confrontés à des problèmes de débordements des regards, Le dysfonctionnement de certains collecteurs est dû aux dépôts d'origines différentes qui l'obstruent partiellement ou parfois totalement.

L'objectif de cette étude est de faire un diagnostic du réseau d'assainissement existant afin de déterminer les anomalies de fonctionnement et aussi de projeter un nouveau réseau qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées vers une station d'épuration et des eaux pluviales vers oued Allala dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

La suppression des rejets dans le milieu naturel a nécessité l'implantation d'un réseau unitaire et gravitaire avec déplacement latéral, en raison de la topographie du site et la présence d'un seul point de rejet, acheminant les eaux usées et les eaux pluviales vers la STEP projetée d'une part et un collecteur (N°4) vers un réseau existant.

On a déterminé les débits des eaux pluviales par la méthode rationnelle et les débits des eaux usées pour une période de retour de dix ans.

Concernant la conception du réseau d'assainissement, nous avons réalisé un linéaire 9617 ml de diamètre variant de 300 à 1400 mm et un déversoir d'orage, dessableur, les caractéristiques hydrauliques du réseau opté sont vérifiées, du point de vue (vitesse auto curage, vitesse d'écoulement, les pentes.....).

Économiquement, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est environ de **76213236,9 DA**

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

La sauvegarde de l'environnement et de la santé publique saine nécessaire aux conditions de vie favorables pour la population exige une gestion rationnelle et un entretien permanent de l'ensemble du réseau de la part des responsables du secteur, un renforcement de la réglementation des rejets et enfin l'éducation et la sensibilisation du public en matière d'assainissement.

Références bibliographiques

- AZARI Seif El-Islam, 2019** .Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida). Mémoire de fin d'étude, ENSH, Blida.
- B. BOBÉE *et al.*, 2008**, Chair in Statistical Hydrology, INRS-ETE.
- Bekhouché R. 2017**. Extension du réseau d'assainissement d'El-Karma, commune de Boumerdes (W. Boumerdes). Mémoire de fin d'études, ENSH, Blida.
- Boukhobza M. 2016**. Diagnostic de réseau d'assainissement de la ville de Chetouane (W. Tlemcen). Mémoire de Master, Université de Tlemcen.
- Bourrier R, Satin M, Selmi B. 2017**. Guide technique de l'assainissement. 5^{ème} Éditions, Éditions du Moniteur, Antony, France. 70p.
- Fort, M., Bétard, F. & Arnaud-Fassetta, G. 2015** . Chapitre 2 - Le bassin versant, un cadre privilégié pour l'étude de l'érosion. (pp. 53-90). Disponible sur: <https://doi.org/10.3917/arco.fort.2015.01.0053>"
- Gomella C, Guerrée H. 1986**. Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome1), Éditions Eyrolles, Paris, France.
- Groncin B, Desbiens M. É. 2012**. Manuel sur les réseaux d'égouts, pathologies, diagnostic et intervention. Bibliothèque et Archives nationales du Québec, Québec, Canada. 103p.
- Guignard, J. C., Bruyelle, J. C., Demaline, P., Durieux, A., Elghazlani, M., Giorni, C. E., ... & Giraud, A. (2008)**. Guide technique pour l'inspection des réseaux d'assainissement existants par les organismes accrédités. *Techniques Sciences Méthodes*, (7/8), 27-52.
- Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, (1977)**, Paris.
- Jean-Marc BERLAND, 2014**. Technique de l'ingénieur, Ouvrage Annexes assainissement des agglomérations.
- Jerzy M. S. 2004**. Aerated Grit Chambers Hydraulic Design Equation. *Journal of Environmental Engineering*. 130(9): 10 pages.
- Laborde J. P. 2000**. Eléments d'hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis, Nice, France. 191p.

LECLERC, C., DROUILLARD, M., JACOPIN, C., LE GAT, Y., ANSELME, C., 2011, Retour d'expérience sur la mise en œuvre d'un outil d'aide à la décision pour la programmation d'investissements de renouvellement de réseaux d'assainissement, Actes de la conférence internationale de l'Astee « Les outils de la gouvernance locale des services d'eau et d'assainissement », Bordeaux 5-6 octobre 2011.

LEFEBVRE, J. P. (2009). *Organisation des chantiers de travaux publics*. Ed. Techniques Ingénieur.

Ministère de l'intérieur (France). 1977. Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Paris, France.

Musy A, Hingray B, Picouet C. 2014. Hydrology: a science for engineers. CRC press. 592p.

SALAH. B, (2014), Polycopié d'Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations, A l'usage des étudiants de l'option : assainissement urbain, ENSH Blida.

SALAH.B, (1993) ; Polycopié d'Assainissement des agglomérations, ENSH, Blida

Touaibia B. 2004. Manuel pratique d'hydrologie.

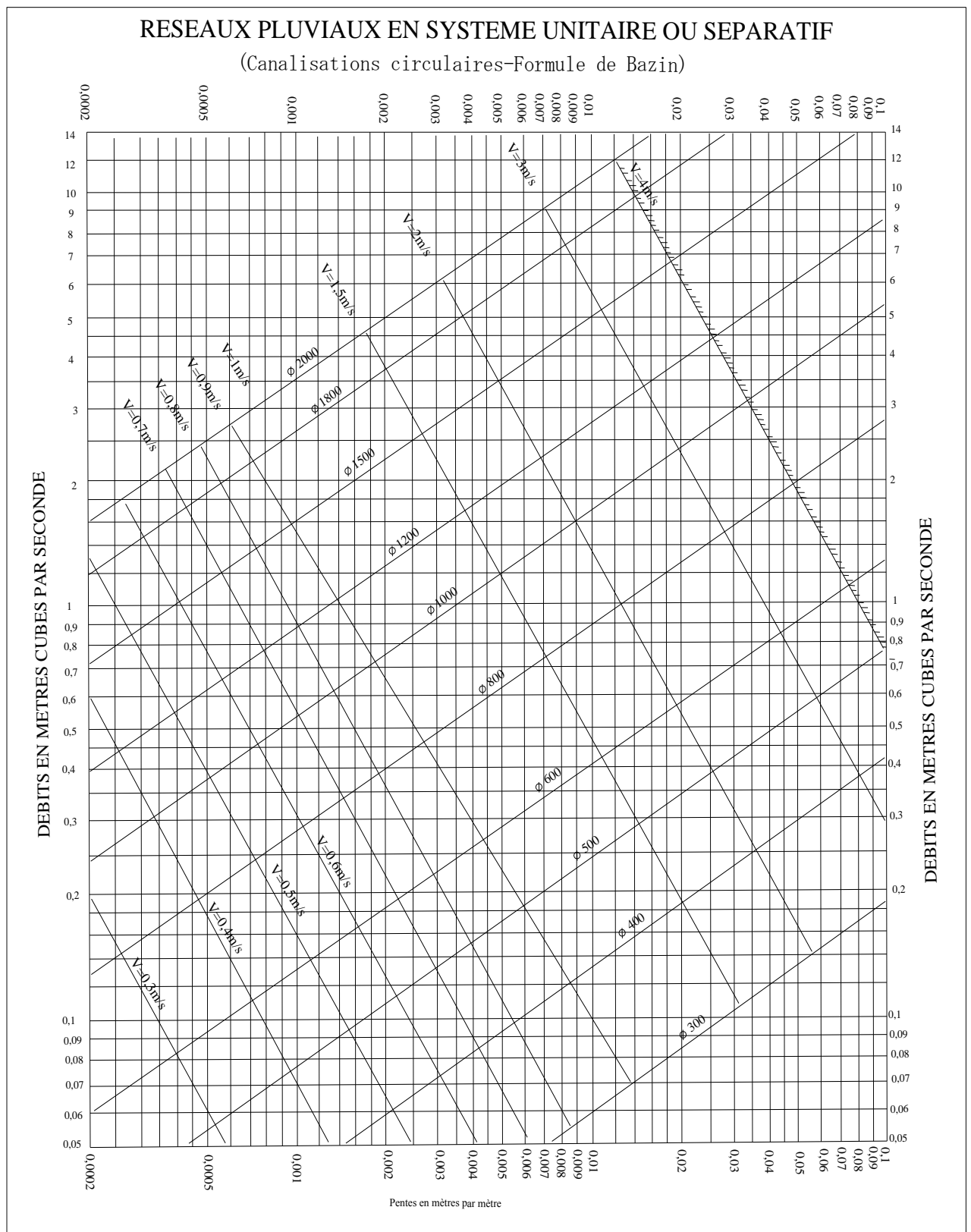
Vazquez J, Zug M, Phan L. 2006. Guide technique sur le fonctionnement, des déversoirs d'orage, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, Strasbourg, France. 184p.

Werey, C., Rozan, A., Wittner, C., Le Gat, Y., Le gauffre, P., Nirsimloo, K. & Leclerc, C. (2012). Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement : de l'état des réseaux à la planification de leur réhabilitation – Outils, méthodes et perspectives. *Sciences Eaux & Territoires*, numéro 9(4), 44-53. Disponible sur : <https://doi.org/10.3917/set.009.0005>

Annexes

Annexe 1

ANNEXE 1



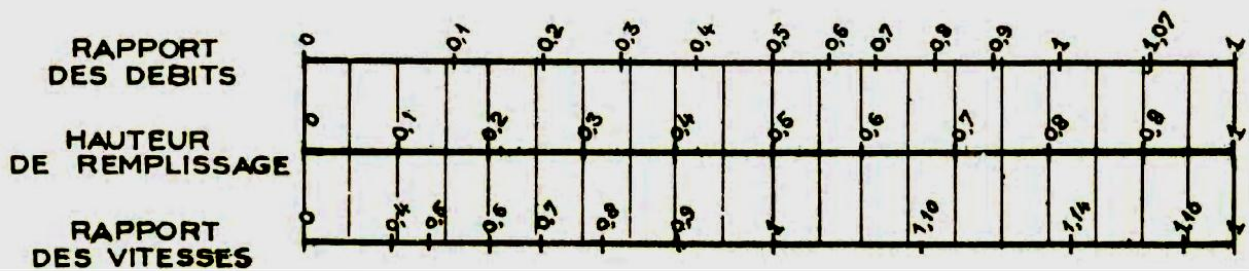
Abaque N° 1: Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

(Cas système unitaire ou séparatif)

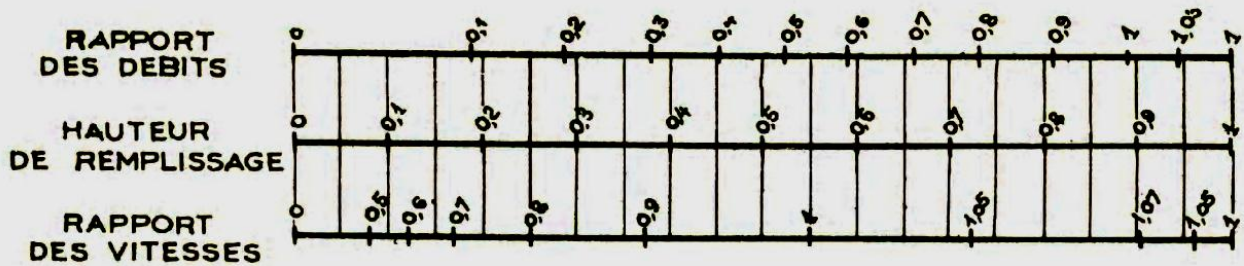
ANNEXE 1

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

Abaque N° 2: Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (ouvrages circulaire).

Annexe 2

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur principal :

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Long 2D (m)	Profondeur (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R46 - R47	138.34	136.33	29.23	1.50	0.140	248	300	3.39	2.13	0.67	1.07	0.60	173	3.42	1.76	3.20	0.210	OK
R47 - R48	136.33	134.21	25.94	1.50	0.288	304	400	4.90	2.45	0.52	1.01	0.51	199	3.72	2.57	3.67	0.549	OK
R48 - R49	134.21	132.83	30.14	1.52	0.288	335	400	2.90	2.45	0.68	1.07	0.61	235	3.86	1.97	3.59	0.422	OK
R49 - R50	132.83	130.33	35.16	1.53	0.288	304	400	4.90	2.45	0.52	1.01	0.51	199	3.72	2.57	3.67	0.549	OK
R50 - R51	130.33	129.21	35.50	1.58	0.288	342	400	2.60	2.45	0.72	1.09	0.63	244	3.70	1.87	3.40	0.400	OK
R51 - R52	129.21	127.70	35.13	1.61	0.358	371	400	2.60	3.04	0.90	1.13	0.74	286	3.84	1.87	3.40	0.400	OK
R52 - R53	127.70	126.74	37.81	1.5	0.358	380	400	2.30	3.04	0.95	1.14	0.78	302	3.64	1.76	3.20	0.376	OK
R53 - R54	126.74	125.84	35.00	1.5	0.358	325	400	5.30	3.04	0.63	1.05	0.57	222	3.11	2.67	3.85	0.571	OK
R54 - R55	125.84	125.06	30.00	1.54	0.358	374	400	2.50	3.04	0.91	1.13	0.75	291	3.77	1.83	3.33	0.392	OK
R55 - R56	125.06	124.35	26.61	1.5	0.358	380	400	2.30	3.04	0.95	1.14	0.78	302	3.64	1.76	3.20	0.376	OK
R56 - R57	124.35	123.33	35.00	1.63	0.358	349	400	3.60	3.04	0.76	1.10	0.65	253	3.40	2.20	3.80	0.470	OK
R57 - R58	123.33	122.71	25.00	1.85	0.358	410	500	1.90	2.25	0.78	1.11	0.66	299	3.20	1.59	2.89	0.460	OK
R58 - R59	122.71	122.43	25.00	1.84	0.358	454	500	1.10	1.82	0.77	1.10	0.66	330	2.60	1.30	2.36	0.463	OK
R59 - R60	122.43	122.04	22.24	1.52	0.358	406	500	2.00	1.82	0.57	1.03	0.54	271	3.29	1.75	3.18	0.625	OK
R60 - R61	122.04	121.40	29.50	1.66	0.358	586	500	2.60	1.82	0.50	1.00	0.50	251	3.63	2.00	3.63	0.712	OK
R61 - R62	121.40	120.89	26.76	1.81	0.408	503	500	2.70	2.08	0.56	1.03	0.54	268	3.80	2.03	3.70	0.726	OK
R62 - R63	120.89	120.60	30.15	1.76	0.408	503	500	2.70	2.08	0.56	1.03	0.54	268	3.80	2.03	3.70	0.726	OK
R63 - R64	120.60	119.34	27.54	1.69	0.408	466	500	4.50	2.08	0.44	0.97	0.46	231	3.61	2.63	3.77	0.937	OK
R64 - R65	119.34	119.33	30.00	1.60	0.408	439	500	1.70	2.08	0.71	1.08	0.62	311	3.18	1.61	2.93	0.576	OK
R65 - R66	119.33	118.91	41.56	1.73	0.408	409	500	2.50	2.08	0.58	1.04	0.55	275	3.69	1.96	3.56	0.699	OK
R66 - R67	118.91	118.36	45.99	1.72	1.115	591	500	2.60	3.94	0.96	1.14	0.79	473	3.67	2.25	3.10	1.158	OK
R67 - R68	118.36	117.68	38.44	1.77	1.115	669	800	3.20	3.94	0.87	1.13	0.72	432	3.90	2.50	3.55	1.285	OK
R68 - R69	117.68	117.06	30.00	1.52	1.115	676	800	3.00	3.94	0.90	1.13	0.74	444	3.97	2.42	3.40	1.244	OK
R69 - R70	117.06	116.59	34.47	1.51	1.115	679	800	2.90	3.94	0.91	1.13	0.75	451	3.90	2.38	3.33	1.223	OK
R70 - R71	116.59	116.19	30.00	1.55	1.115	676	800	3.00	3.94	0.90	1.13	0.74	444	3.97	2.42	3.40	1.244	OK
R71 - R72	116.19	115.82	27.00	1.50	1.115	676	800	3.00	3.94	0.90	1.13	0.74	444	3.97	2.42	3.40	1.244	OK

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Long 2D (m)	Profondeur (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R72 - R73	115.82	115.08	33.48	1.51	1.115	669	800	3.20	3.94	0.87	1.13	0.72	432	3.11	2.50	3.55	1.285	OK
R73 - R74	115.08	114.68	27.05	1.55	1.115	616	800	2.10	3.36	0.87	1.12	0.72	467	3.37	2.14	3.88	1.289	OK
R74 - R75	114.68	114.16	29.20	1.52	1.185	566	800	3.70	3.57	0.69	1.08	0.61	398	3.56	2.84	5.16	1.711	OK
R75 - R76	114.16	113.63	26.15	1.52	1.185	605	800	2.60	3.57	0.83	1.12	0.69	450	3.83	2.38	3.32	1.434	OK
R76 - R77	113.63	113.10	25.92	1.50	1.185	605	800	2.60	3.57	0.83	1.12	0.69	450	3.83	2.38	3.32	1.434	OK
R77 - R78	113.10	112.67	31.82	1.58	1.185	805	1000	2.60	3.57	0.83	1.12	0.69	450	3.83	2.38	3.32	1.434	OK
R78 - R79	112.67	112.41	30.42	1.84	3.675	1053	1200	1.30	3.25	0.71	1.08	0.62	745	3.98	2.53	3.60	5.201	OK
R79 - R80	112.41	112.13	37.21	2.21	3.675	1183	1200	0.70	3.25	0.96	1.14	0.79	947	3.84	1.86	3.37	3.816	OK
R80 - R81	112.13	111.58	35.00	2.26	3.675	1154	1200	0.80	3.25	0.90	1.13	0.74	892	3.08	1.98	3.61	4.080	OK
Dessableur -DO	111.68	111.29	31.58	1,67	3.670	1061	1200	1.25	3.24	0.72	1.09	0.63	755	4.90	2.48	4.50	5.092	OK
DO-galerie oued	111.16	111.02	68.60	1,55	2.900	1369	1400	0.20	1.88	0.94	1.14	0.77	1081	2.28	1.10	2.00	3.077	OK
DO-STEP	111.16	111.02	59.20	1,7	0.246	543	600	0.20	0.87	0.77	1.10	0.66	394	1.25	0.62	1.14	0.321	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur secondaire N :2

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R2 - R3	122.40	122.26	1.50	44.69	0.250	506	600	0.30	0.88	0.64	1.06	0.58	347	1.47	0.77	1.39	0.393	OK
R3 - R4	122.26	121.90	1.53	35.71	0.250	404	600	1.00	0.88	0.35	0.91	0.41	244	2.31	1.40	2.54	0.718	OK
R4 - R5	121.90	121.83	1.50	38.30	0.250	546	600	0.20	0.88	0.78	1.11	0.66	398	1.26	0.62	1.14	0.321	OK
R5 - R6	121.83	121.69	1.53	28.15	0.250	460	600	0.50	0.88	0.49	1.00	0.50	297	1.79	0.99	1.80	0.508	OK
R6 - R7	121.69	121.17	1.76	22.27	0.250	345	600	2.30	0.88	0.23	0.81	0.33	195	3.12	2.12	3.85	1.089	OK
R7 - R8	121.17	120.82	1.52	29.73	0.250	390	600	1.20	0.88	0.32	0.89	0.39	232	2.47	1.53	2.78	0.787	OK
R8 - R9	120.82	120.43	1.51	32.33	0.707	576	600	1.20	2.50	0.90	1.13	0.74	445	3.14	1.53	2.78	0.787	OK
R9 - R10	120.43	120.03	1.52	16.85	0.707	506	600	2.40	2.50	0.64	1.06	0.58	347	3.16	2.16	3.94	1.113	OK
R10 - R11	120.03	119.95	1.52	39.82	0.707	807	1000	0.20	0.90	0.56	1.03	0.54	537	1.64	0.88	1.60	1.255	OK
R11 - R12	119.95	119.90	1.51	23.08	0.707	807	1000	0.20	0.90	0.56	1.03	0.54	537	1.64	0.88	1.60	1.255	OK
R12 - R13	119.90	119.87	1.87	16.57	0.707	807	1000	0.20	0.90	0.56	1.03	0.54	537	1.64	0.88	1.60	1.255	OK
R13 - R14	119.87	119.79	1.68	27.10	0.707	747	1000	0.30	0.90	0.46	0.98	0.48	476	1.91	1.08	1.96	1.536	OK
R14 - R15	119.79	119.48	1.54	17.79	0.707	540	1000	1.70	0.90	0.19	0.77	0.30	298	3.60	2.56	3.66	3.657	OK
R15 - R16	119.48	119.35	1.52	13.24	0.707	596	1000	1.00	0.90	0.25	0.83	0.34	342	2.97	1.96	3.57	2.805	OK
R16 - R17	119.35	119.31	1.51	21.75	0.707	807	1000	0.20	0.90	0.56	1.03	0.54	537	1.64	0.88	1.60	1.255	OK
R17 - R18	119.31	119.27	1.51	20.43	0.707	807	1000	0.20	0.90	0.56	1.03	0.54	537	1.64	0.88	1.60	1.255	OK
R18 - R19	119.27	119.21	1.87	26.49	0.707	807	1000	0.20	0.90	0.56	1.03	0.54	537	1.64	0.88	1.60	1.255	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur secondaire N : 3

Tronçon	Radiera m (m)	Radier av (m)	Profond eur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculé e (mm)	V calculé e (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R21 - R22	116.11	116.06	1.50	23.7	0.410	657	800	0.20	0.82	0.59	1.04	0.55	443	1.43	0.76	1.38	0.692	OK
R22 - R23	116.06	116.02	1.56	21.6	1.050	935	1000	0.20	1.34	0.84	1.12	0.70	699	1.79	0.88	1.60	1.255	OK
R23 - R24	116.02	115.68	1.65	49.06	1.355	814	1000	0.70	1.73	0.58	1.03	0.55	545	3.09	1.64	2.99	2.347	OK
R24 - R25	115.68	114.91	1.64	34.64	1.355	715	1000	1.40	1.73	0.41	0.95	0.44	445	3.10	2.32	3.23	3.319	OK
R25 - R26	114.91	114.63	1.51	35.13	2.253	960	1000	0.80	2.87	0.90	1.13	0.74	742	3.61	1.76	3.19	2.509	OK
R26 - R27	114.63	114.03	1.55	37.60	2.253	843	1000	1.60	2.87	0.63	1.06	0.58	579	3.78	2.48	3.52	3.548	OK
R27 - R28	114.03	113.53	1.52	41.6	2.253	890	1000	1.20	2.87	0.73	1.09	0.64	637	3.27	2.15	3.91	3.073	OK
R28 - R29	113.53	113.47	1.52	29.6	2.253	1146	1200	0.20	1.46	0.73	1.09	0.64	891	2.18	1.10	2.00	3.077	OK
R29 - R30	113.47	113.42	1.50	27.3	2.495	1194	1200	0.20	1.62	0.81	1.11	0.68	957	2.23	1.10	2.00	3.077	OK
R30 - R31	113.42	113.37	1.55	24.76	2.495	1194	1200	0.20	1.62	0.81	1.11	0.68	957	2.23	1.10	2.00	3.077	OK
R31 - R32	113.37	113.31	1.73	30	2.495	1194	1200	0.20	1.62	0.81	1.11	0.68	957	2.23	1.10	2.00	3.077	OK
R32 - R33	113.31	113.18	1.79	24.9	2.495	1090	1200	0.50	1.62	0.51	1.01	0.51	711	3.18	1.74	3.16	4.865	OK
R33 - R79	113.18	113.12	1.50	30	2.495	1194	1200	0.20	1.62	0.81	1.11	0.68	957	2.23	1.10	2.00	3.077	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur secondaire N : 4

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m ³ /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculé (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m ³ /s)	Contrainte
R20 - R21	120.87	120.83	1.50	15.97	0.222	512	600	0.20	0.79	0.69	1.08	0.61	367	1.22	0.62	1.14	0.321	OK
R21 - R22	120.83	120.79	1.53	19.92	0.222	512	600	0.20	0.79	0.69	1.08	0.61	367	1.22	0.62	1.14	0.321	OK
R22 - R23	120.79	120.76	1.52	17.91	0.460	734	800	0.20	0.92	0.66	1.07	0.60	477	1.47	0.76	1.38	0.692	OK
R23 - R24	120.76	120.72	1.53	17.41	0.460	637	800	0.20	0.92	0.66	1.07	0.60	477	1.47	0.76	1.38	0.692	OK
R24 - R25	120.72	120.66	1.56	30.47	0.460	582	800	0.20	0.92	0.66	1.07	0.60	477	1.47	0.76	1.38	0.692	OK
R25 - R26	120.66	120.61	1.52	23.89	0.460	653	800	0.20	0.92	0.66	1.07	0.60	477	1.47	0.76	1.38	0.692	OK
R26 - R27	120.61	120.56	1.51	27.60	0.460	586	800	0.20	0.92	0.66	1.07	0.60	477	1.47	0.76	1.38	0.692	OK
R27 - R28	120.56	120.50	1.54	31.95	0.460	619	800	0.20	0.92	0.66	1.07	0.60	477	1.47	0.76	1.38	0.692	OK
R28 - R29	120.50	120.00	1.54	35.36	0.460	866	1000	1.40	0.92	0.25	0.83	0.34	273	3.03	2.00	3.64	1.831	OK
R29 - R30	120.00	119.71	1.55	23.91	0.460	951	1000	1.20	0.92	0.27	0.85	0.36	285	2.86	1.85	3.37	1.695	OK
R30 - R31	119.71	119.20	1.57	23.29	0.460	951	1000	2.20	0.92	0.20	0.78	0.30	243	3.56	2.51	4.57	2.295	OK
R31 - R32	119.20	119.13	1.58	24.98	0.460	881	1000	0.30	0.92	0.54	1.02	0.53	420	1.72	0.93	1.69	0.847	OK
R32 - R33	119.13	118.60	1.54	27.48	0.460	881	1000	1.90	0.92	0.22	0.80	0.32	252	3.38	2.33	4.24	2.133	OK
R33 - R34	118.60	117.80	1.52	25.98	0.460	951	1000	3.10	0.92	0.17	0.74	0.28	222	4.02	2.98	5.42	2.724	OK
R34 - R35	117.80	116.42	1.51	17.25	0.460	618	1000	5.00	0.92	0.11	0.65	0.22	175	5.64	4.79	8.71	4.376	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :1 R

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R83 - R84	121.25	120.64	1.50	16.27	0.282	318	400	3.70	2.39	0.59	1.04	0.55	214	3.22	2.23	3.05	0.477	OK
R84 - R85	120.64	120.64	1.52	19.42	0.282	325	400	3.30	2.39	0.63	1.05	0.57	222	3.03	2.11	3.83	0.450	OK
R85 - R86	120.64	120.00	1.50	15.40	0.282	330	400	3.00	2.39	0.66	1.07	0.59	229	3.89	2.01	3.65	0.429	OK
R86 - R87	119.54	119.54	1.52	29.45	0.282	339	400	2.60	2.39	0.70	1.08	0.62	240	3.68	1.87	3.40	0.400	OK
R87 - R88	118.78	118.58	1.51	21.10	0.338	444	500	1.10	2.13	0.97	1.14	0.79	357	2.51	1.21	2.20	0.350	OK
R88 - R89	118.34	118.34	1.70	24.81	0.338	394	500	2.10	2.13	0.70	1.08	0.62	278	3.28	1.67	3.04	0.483	OK
R89 - R90	117.82	117.26	1.52	21.06	0.428	668	800	0.20	0.85	0.62	1.05	0.57	456	1.45	0.76	1.38	0.692	OK
R90 - R91	117.26	117.22	2.09	27.49	0.428	619	800	0.30	0.85	0.51	1.00	0.50	403	1.69	0.93	1.69	0.847	OK
R91 - R92	117.13	116.88	1.88	19.13	0.471	488	800	1.30	0.94	0.27	0.85	0.35	283	2.97	1.93	3.51	1.764	OK
R92 - R93	116.88	116.63	1.52	22.78	0.471	503	800	1.10	0.94	0.29	0.86	0.37	295	2.79	1.78	3.23	1.623	OK
R93 - R94	116.63	116.16	1.50	27.67	0.471	464	800	1.70	0.94	0.23	0.81	0.33	263	3.27	2.21	3.1	2.017	OK
R95 - R87	118.68	118.58	1.51	53.31	0.071	327	400	0.20	0.60	0.64	1.06	0.58	225	1.00	0.52	0.94	0.111	OK
R96 - R97	118.04	117.85	1.50	39.21	0.045	232	300	0.50	0.69	0.56	1.03	0.53	154	1.26	0.68	1.23	0.081	OK
R97 - R98	117.85	117.32	1.50	37.84	0.045	192	300	1.40	0.69	0.33	0.90	0.40	115	1.85	1.13	2.05	0.135	OK
R98 - R89	117.32	117.26	1.54	30.50	0.045	276	300	0.20	0.69	0.88	1.13	0.73	212	0.87	0.43	0.78	0.051	OK
R99 - R100	117.61	117.54	1.51	34.20	0.051	288	300	0.20	0.77	0.99	1.14	0.82	236	0.88	0.43	0.78	0.051	OK
R100 - R101	117.54	117.50	1.50	20.70	0.051	288	300	0.20	0.77	0.99	1.14	0.82	236	0.88	0.43	0.78	0.051	OK
R101 - R102	117.50	117.32	1.61	18.17	0.051	213	300	1.00	0.77	0.44	0.97	0.47	135	1.68	0.95	1.73	0.114	OK
R102 - R103	117.32	117.24	1.53	18.23	0.051	253	300	0.40	0.77	0.70	1.08	0.62	179	1.19	0.60	1.10	0.072	OK
R103 - R104	117.24	117.18	1.51	20.73	0.051	267	300	0.30	0.77	0.81	1.11	0.68	198	1.06	0.52	0.95	0.062	OK
R104 - R91	117.14	117.13	1.51	18.79	0.051	288	300	0.20	0.77	0.99	1.14	0.82	236	0.88	0.43	0.78	0.051	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :2 R

Tronçon	Radier av (m)	Radier am (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R106 - R107	118.75	118.73	1.50	1.02	0.138	296	500	1.60	0.87	0.33	0.89	0.39	177	2.37	1.46	2.65	0.422	OK
R107 - R108	118.73	117.53	1.52	32.02	0.138	259	500	3.30	0.87	0.23	0.81	0.32	146	3.08	2.10	3.81	0.606	OK
R108 - R109	117.53	117.50	1.50	13.98	0.342	614	800	0.20	1.03	0.86	1.12	0.72	465	1.35	0.66	1.20	0.398	OK
R109 - R110	117.50	117.47	1.65	15.08	0.342	614	800	0.20	1.03	0.86	1.12	0.72	465	1.35	0.66	1.20	0.398	OK
R110 - R111	117.47	116.77	1.33	16.36	0.342	689	800	2.30	1.03	0.25	0.83	0.34	223	3.39	2.24	3.06	1.349	OK
R111 - R112	116.77	116.10	1.70	33.55	0.471	650	800	2.00	1.42	0.37	0.93	0.42	275	3.51	2.08	3.79	1.258	OK
R112 - R113	116.10	116.09	1.83	5.37	0.471	693	800	0.20	0.94	0.68	1.07	0.61	485	1.48	0.76	1.38	0.692	OK
R113 - R114	116.09	116.02	1.52	34.43	0.471	693	800	0.20	0.94	0.68	1.07	0.61	485	1.48	0.76	1.38	0.692	OK
R114 - R115	116.02	116.02	1.74	10.44	0.471	693	800	0.20	0.94	0.68	1.07	0.61	485	1.48	0.76	1.38	0.692	OK
R115 - R116	116.02	116.01	1.58	3.09	0.471	693	800	0.20	0.94	0.68	1.07	0.61	485	1.48	0.76	1.38	0.692	OK
R116 - R26	116.01	114.61	1.56	38.90	0.471	403	800	3.60	0.94	0.16	0.73	0.27	216	3.27	3.21	3.84	2.936	OK
R117 - R118	120.88	120.66	1.53	36.31	0.138	340	400	0.62	1.17	0.71	1.08	0.62	241	1.79	0.91	1.65	0.195	OK
R118 - R119	120.66	120.58	1.50	24.09	0.138	405	500	0.30	0.87	0.76	1.10	0.65	293	1.26	0.63	1.15	0.183	OK
R119 - R120	120.58	120.48	1.54	20.30	0.138	368	500	0.50	0.87	0.59	1.04	0.55	248	1.54	0.82	1.48	0.236	OK
R120 - R121	120.48	120.32	1.50	23.90	0.138	346	500	0.70	0.87	0.50	1.00	0.50	224	1.75	0.97	1.75	0.279	OK
R121 - R122	120.32	120.18	1.50	22.22	0.138	356	500	0.60	0.87	0.53	1.02	0.52	234	1.65	0.89	1.62	0.258	OK
R122 - R105	120.18	120.05	1.52	25.61	0.138	368	500	0.50	0.87	0.59	1.04	0.55	248	1.54	0.82	1.48	0.236	OK
R123 - R124	120.05	118.72	1.50	31.91	0.208	509	600	0.20	0.73	0.65	1.06	0.59	351	1.21	0.62	1.14	0.321	OK
R124 - R125	118.72	118.65	1.50	24.47	0.208	509	600	0.20	0.73	0.65	1.06	0.59	351	1.21	0.62	1.14	0.321	OK
R125 - R126	118.65	118.60	1.55	20.06	0.208	472	600	0.30	0.73	0.53	1.01	0.52	310	1.41	0.77	1.39	0.393	OK
R126 - R127	118.60	118.54	1.67	19.30	0.208	377	600	1.00	0.73	0.29	0.86	0.37	221	2.19	1.40	2.54	0.718	OK
R127 - R128	118.54	118.35	1.50	27.98	0.208	429	600	0.50	0.73	0.41	0.95	0.44	267	1.71	0.99	1.80	0.508	OK
R128 - R129	118.35	118.21	1.50	21.74	0.208	509	600	0.20	0.73	0.65	1.06	0.59	351	1.21	0.62	1.14	0.321	OK
R129 - R130	118.21	118.17	1.53	26.80	0.208	359	600	1.30	0.73	0.25	0.83	0.34	206	2.41	1.59	2.90	0.819	OK
R130 - R131	118.17	117.82	1.52	14.88	0.208	341	600	1.70	0.73	0.22	0.80	0.32	192	2.66	1.82	3.31	0.937	OK
R131 - R108	117.82	117.56	1.52	16.82	0.208	509	600	0.20	0.73	0.65	1.06	0.59	351	1.21	0.62	1.14	0.321	OK
R132 - R133	117.56	117.53	1.50	38.80	0.136	324	400	0.78	1.16	0.62	1.05	0.57	221	1.96	1.02	1.86	0.219	OK
R133 - R134	117.56	117.26	1.50	42.59	0.136	367	400	0.40	1.16	0.87	1.13	0.72	279	1.50	0.73	1.33	0.157	OK
R134 - R135	117.26	117.09	1.54	43.66	0.136	367	400	0.40	1.16	0.87	1.13	0.72	279	1.50	0.73	1.33	0.157	OK
R135 - R136	117.09	116.91	1.52	41.10	0.136	435	600	0.20	0.86	0.91	1.13	0.75	339	1.06	0.62	0.94	0.149	OK
R136 - R111	116.91	116.83	1.51	29.84	0.136	435	600	0.20	0.86	0.91	1.13	0.75	339	1.06	0.62	0.94	0.149	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :3 R

Tronçon	Radier av(m)	Radier am(m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R138 - R139	117.59	116.56	1.51	38.88	0.173	285	500	3.10	0.88	0.22	0.80	0.32	160	3.18	2.18	3.96	0.778	OK
R139 - R140	116.56	115.65	1.52	33.20	0.173	285	500	3.10	0.88	0.22	0.80	0.32	160	3.18	2.18	3.96	0.778	OK
R140 - R141	115.65	115.14	1.50	28.97	0.465	473	600	1.50	1.65	0.53	1.01	0.52	310	3.15	1.71	3.11	0.880	OK
R141 - R142	115.14	113.75	1.54	34.35	0.465	405	600	3.40	1.65	0.35	0.91	0.41	246	3.27	2.58	3.68	1.325	OK
R142 - R33	113.75	113.17	1.51	30.90	0.465	473	600	1.50	1.65	0.53	1.01	0.52	310	3.15	1.71	3.11	0.880	OK
R143 - R144	119.19	119.07	1.53	38.23	0.173	476	500	0.20	0.88	0.88	1.13	0.73	364	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R144 - R145	119.07	119.03	1.50	36.60	0.173	476	500	0.20	0.88	0.88	1.13	0.73	364	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R145 - R146	119.03	118.93	1.61	22.39	0.173	441	500	0.30	0.88	0.72	1.09	0.63	313	1.34	0.68	1.23	0.242	OK
R146 - R137	118.93	118.72	1.52	31.28	0.173	367	500	0.80	0.88	0.44	0.97	0.46	232	1.95	1.11	2.01	0.395	OK
R147 - R148	118.72	115.99	1.52	26.94	0.072	329	400	0.20	0.61	0.65	1.06	0.59	227	1.00	0.52	0.94	0.111	OK
R148 - R149	115.99	115.93	1.53	30.53	0.150	451	500	0.20	0.77	0.76	1.10	0.65	327	1.11	0.55	1.01	0.198	OK
R149 - R150	115.93	115.86	1.55	32.41	0.207	508	600	0.20	0.73	0.64	1.06	0.58	350	1.20	0.62	1.14	0.321	OK
R150 - R151	115.86	115.80	1.98	31.01	0.214	515	600	0.20	0.76	0.67	1.07	0.60	358	1.21	0.62	1.14	0.321	OK
R151 - R152	115.80	115.75	1.49	27.00	0.214	515	600	0.20	0.76	0.67	1.07	0.60	358	1.21	0.62	1.14	0.321	OK
R152 - R140	115.75	115.70	1.40	23.85	0.310	592	600	0.20	1.10	0.97	1.14	0.79	475	1.29	0.62	1.14	0.321	OK
R153 - R154	115.70	115.65	1.90	23.38	0.080	246	300	1.16	1.22	0.65	1.06	0.59	170	1.99	1.03	1.87	0.123	OK
R154 - R155	119.10	118.86	1.50	20.68	0.080	193	300	4.30	1.22	0.34	0.90	0.40	116	3.25	1.98	3.60	0.236	OK
R155 - R156	118.86	117.55	1.52	30.45	0.080	199	300	3.60	1.22	0.37	0.92	0.42	122	3.04	1.81	3.29	0.216	OK
R156 - R148	117.55	116.78	1.52	21.59	0.080	212	300	2.60	1.22	0.44	0.97	0.46	133	2.70	1.54	2.80	0.183	OK
R157 - R158	116.78	115.93	1.51	31.72	0.072	209	300	2.25	1.10	0.42	0.96	0.45	131	2.49	1.43	2.60	0.171	OK
R158 - R159	115.93	119.50	1.50	27.71	0.072	187	300	4.10	1.10	0.31	0.88	0.38	111	3.10	1.93	3.51	0.230	OK
R159 - R160	119.50	118.88	1.53	30.07	0.072	191	300	3.60	1.10	0.33	0.90	0.40	115	2.96	1.81	3.29	0.216	OK
R160 - R147	118.88	117.65	1.53	22.74	0.072	201	300	2.80	1.10	0.38	0.93	0.43	123	2.70	1.60	2.90	0.190	OK
R161 - R162	117.65	116.83	1.52	30.04	0.061	185	200	3.02	2.14	0.94	1.14	0.77	146	2.59	1.25	2.28	0.065	OK
R162 - R163	116.83	115.99	1.50	27.47	0.061	173	200	4.40	2.14	0.78	1.10	0.66	126	3.04	1.51	2.75	0.078	OK
R163 - R149	118.88	116.98	1.53	24.30	0.061	199	300	2.10	0.92	0.37	0.92	0.42	121	2.32	1.38	2.51	0.165	OK
R164 - R165	116.98	115.86	1.52	30.62	0.010	296	300	2.79	1.13	0.76	1.10	0.65	69	1.64	0.82	1.49	0.013	OK
R165 - R150	117.81	117.07	1.50	26.71	0.010	280	300	2.40	1.13	0.82	1.12	0.69	73	1.54	0.76	1.38	0.012	OK
R166 - R167	116.38	115.80	1.53	28.75	0.106	240	300	2.36	1.62	0.61	1.05	0.56	163	2.79	1.47	2.67	0.175	OK
R167 - R168	118.45	117.86	1.50	25.05	0.106	234	300	2.70	1.62	0.57	1.03	0.54	156	2.94	1.57	2.85	0.187	OK
R168 - R152	117.86	117.03	1.53	30.96	0.106	226	300	3.20	1.62	0.52	1.01	0.51	148	3.13	1.71	3.10	0.204	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :4 R

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R179 - R180	119.07	118.75	1.50	20.13	0.060	209	300	1.56	0.91	0.42	0.96	0.45	131	2.08	1.19	2.17	0.142	OK
R180 - R181	118.75	118.52	1.52	17.83	0.060	216	300	1.30	0.91	0.46	0.98	0.48	138	1.94	1.09	1.98	0.130	OK
R181 - R182	118.52	117.69	1.50	33.15	0.060	191	300	2.50	0.91	0.33	0.90	0.40	115	2.47	1.51	2.74	0.180	OK
R182 - R183	117.69	116.82	1.52	32.27	0.060	189	300	2.70	0.91	0.32	0.89	0.39	113	2.54	1.57	2.85	0.187	OK
R183 - R184	116.82	115.71	1.51	41.35	0.060	189	300	2.70	0.91	0.32	0.89	0.39	113	2.54	1.57	2.85	0.187	OK
R184 - R185	115.71	115.45	1.52	36.39	0.060	243	300	0.70	0.91	0.63	1.06	0.58	166	1.53	0.80	1.45	0.095	OK
R185 - R186	115.45	115.07	1.51	31.97	0.060	220	300	1.20	0.91	0.48	0.99	0.49	141	1.88	1.05	1.90	0.125	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :5 R

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m ³ /s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m ³ /s)	Contrainte
R187 - R188	127.25	126.73	1.50	28.63	0.152	287	300	1.82	2.31	0.99	1.14	0.81	234	2.67	1.29	2.34	0.154	OK
R188 - R189	126.73	125.89	1.53	30.34	0.152	291	400	1.70	1.29	0.47	0.98	0.48	186	2.70	1.51	2.75	0.323	OK
R189 - R190	125.89	124.97	1.51	31.82	0.152	278	400	2.20	1.29	0.41	0.95	0.45	173	2.98	1.72	3.13	0.368	OK
R190 - R191	124.97	124.93	1.53	19.63	0.152	453	500	0.20	0.77	0.77	1.10	0.66	329	1.11	0.55	1.01	0.198	OK
R191 - R192	124.93	124.89	1.77	21.26	0.152	453	500	0.20	0.77	0.77	1.10	0.66	329	1.11	0.55	1.01	0.198	OK
R192 - R193	124.89	124.78	1.80	21.61	0.152	381	500	0.50	0.77	0.49	0.99	0.49	246	1.58	0.88	1.59	0.312	OK
R193 - R194	124.78	124.33	1.51	15.53	0.152	274	500	2.90	0.77	0.20	0.78	0.30	152	3.00	2.11	3.83	0.752	OK
R194 - R195	124.33	123.77	1.51	20.83	0.152	278	500	2.70	0.77	0.21	0.79	0.31	155	2.92	2.03	3.70	0.726	OK
R195 - R196	123.77	123.36	1.51	14.66	0.152	276	500	2.80	0.77	0.20	0.79	0.31	154	2.96	2.07	3.76	0.739	OK
R196 - R197	123.36	122.84	1.50	17.90	0.152	274	500	2.90	0.77	0.20	0.78	0.30	152	3.00	2.11	3.83	0.752	OK
R197 - R198	122.84	122.80	1.51	18.96	0.152	453	500	0.20	0.77	0.77	1.10	0.66	329	1.11	0.55	1.01	0.198	OK
R198 - R199	122.80	121.97	1.51	17.72	0.152	250	500	4.70	0.77	0.16	0.73	0.27	134	3.55	2.68	3.88	0.958	OK
R199 - R200	121.97	121.18	1.51	17.12	0.152	251	500	4.60	0.77	0.16	0.73	0.27	135	3.52	2.65	3.83	0.948	OK

ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :6 R

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)	Contrainte
R201 - R202	137.83	136.08	1.50	35.46	0.101	215	300	3.85	1.54	0.45	0.97	0.47	136	3.32	1.87	3.41	0.223	OK
R202 - R203	136.08	135.05	1.55	30.27	0.101	220	300	3.40	1.54	0.48	0.99	0.49	141	3.17	1.76	3.20	0.210	OK
R203 - R204	135.05	134.23	1.52	30.45	0.101	229	300	2.70	1.54	0.54	1.02	0.52	151	2.90	1.57	2.85	0.187	OK
R204 - R205	134.23	133.11	1.52	32.01	0.101	219	300	3.50	1.54	0.47	0.99	0.48	140	3.20	1.78	3.25	0.213	OK
R205 - R206	133.11	132.26	1.53	24.76	0.101	220	300	3.40	1.54	0.48	0.99	0.49	141	3.17	1.76	3.20	0.210	OK
R206 - R207	132.26	131.25	1.52	20.18	0.101	214	300	3.90	1.54	0.45	0.97	0.47	136	3.33	1.88	3.43	0.225	OK
R207 - R208	131.25	130.66	1.75	19.54	0.123	242	300	3.00	1.88	0.62	1.05	0.57	165	3.16	1.65	3.00	0.197	OK
R208 - R209	130.66	129.64	1.52	15.63	0.123	219	300	5.10	1.88	0.48	0.99	0.49	141	3.87	2.15	3.92	0.257	OK
R209 - R210	129.64	129.59	1.73	20.56	0.128	424	500	0.20	0.80	0.86	1.12	0.71	320	1.05	0.52	0.94	0.149	OK
R210 - R211	129.59	129.37	1.94	13.36	0.128	284	400	1.70	0.80	0.29	0.87	0.37	167	2.37	1.50	2.73	0.435	OK
R211 - R212	129.37	128.59	1.50	12.60	0.128	223	400	6.20	0.80	0.15	0.72	0.26	119	3.77	2.87	5.22	0.831	OK
R212 - R213	128.59	127.73	1.51	25.06	0.167	276	400	3.40	1.05	0.27	0.85	0.36	160	3.28	2.13	3.87	0.615	OK
R213 - R214	127.73	127.07	1.52	16.94	0.167	269	400	3.90	1.05	0.25	0.83	0.34	154	3.45	2.28	3.14	0.659	OK
R214 - R215	127.07	126.09	1.52	23.95	0.167	266	400	4.10	1.05	0.25	0.83	0.34	152	3.51	2.34	3.25	0.675	OK
R215 - R216	126.09	125.37	1.52	21.16	0.167	276	400	3.40	1.05	0.27	0.85	0.36	160	3.28	2.13	3.87	0.615	OK
R216 - R217	125.37	125.36	1.52	13.94	0.167	469	500	0.20	0.85	0.84	1.12	0.70	352	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R218 - R219	131.40	131.35	1.52	24.92	0.025	222	300	0.20	0.39	0.50	1.00	0.50	144	0.77	0.43	0.78	0.051	OK
R219 - R220	131.35	131.31	1.52	21.61	0.025	222	300	0.20	0.39	0.50	1.00	0.50	144	0.77	0.43	0.78	0.051	OK
R220 - R207	131.31	131.25	1.83	27.93	0.025	222	300	0.20	0.39	0.50	1.00	0.50	144	0.77	0.43	0.78	0.051	OK
R221 - R222	130.28	130.23	1.50	24.75	0.005	122	300	0.20	0.27	0.54	1.02	0.52	80	0.52	0.28	0.61	0.009	OK
R222 - R223	130.23	129.71	1.61	21.74	0.005	276	300	2.40	0.27	0.16	0.73	0.27	41	1.28	0.97	1.76	0.032	OK
R223 - R224	129.71	129.67	1.50	20.79	0.005	122	300	0.20	0.27	0.54	1.02	0.52	80	0.62	0.28	0.61	0.009	OK
R224 - R209	129.67	129.64	1.52	17.51	0.005	122	300	0.20	0.27	0.54	1.02	0.52	80	0.62	0.28	0.61	0.009	OK
R225 - R226	129.23	129.09	1.50	16.19	0.040	200	300	0.89	0.62	0.38	0.93	0.43	123	1.52	0.90	1.64	0.107	OK
R226 - R227	129.09	128.94	1.52	18.09	0.040	204	300	0.80	0.62	0.40	0.94	0.44	126	1.46	0.85	1.55	0.102	OK
R227 - R212	128.94	128.59	1.51	27.07	0.040	287	300	1.30	0.62	0.31	0.88	0.38	111	1.74	1.09	1.98	0.130	OK

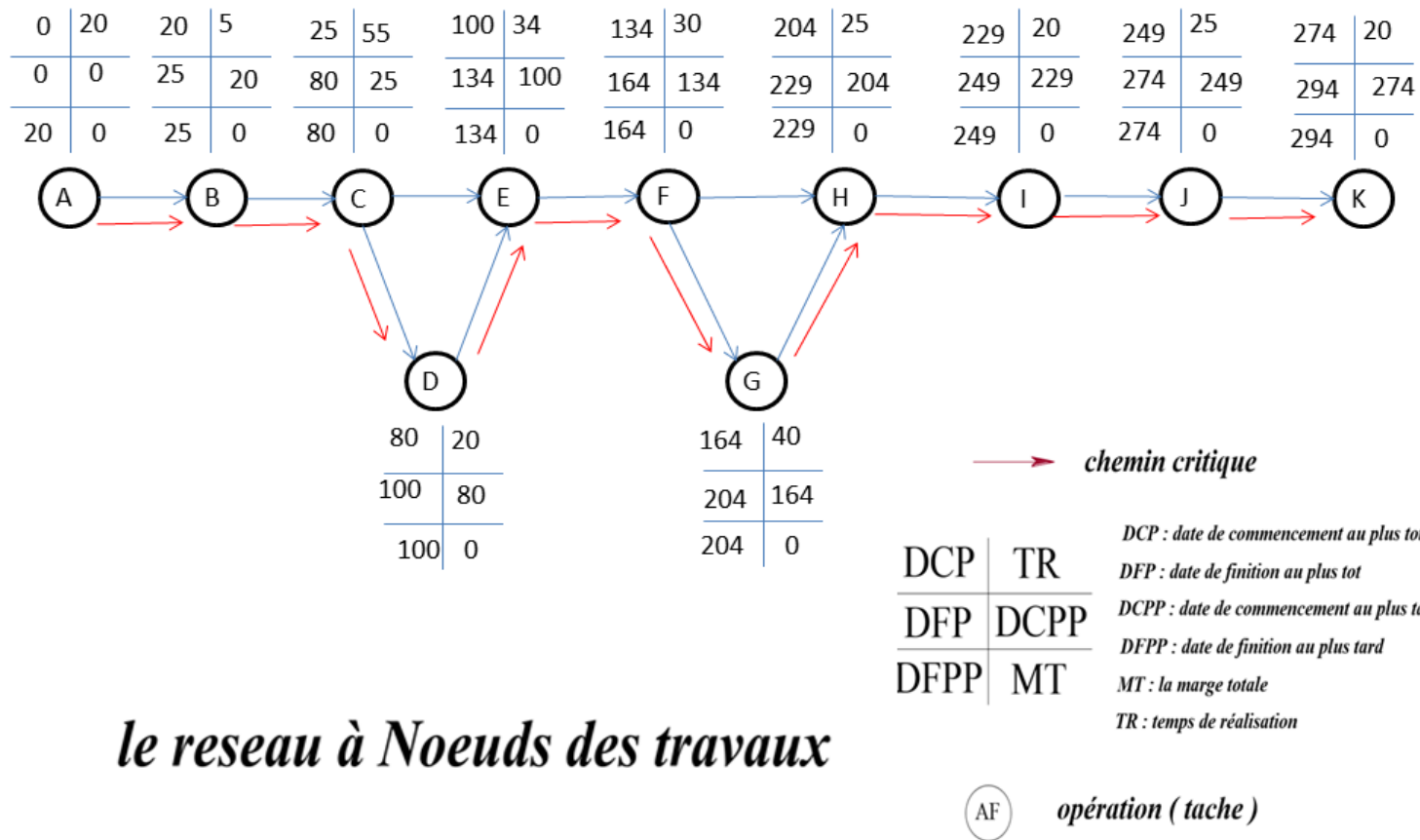
ANNEXE 2

Dimensionnement du Collecteur tertiaire N :7 R

Tronçon	Radier (m)	Radier2 (m)	Profondeur (m)	Long 2D (m)	Q calculé (m ³ /s)	Diam. théo (mm)	Dnor (mm)	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m ³ /s)	Contrainte
R228 - R229	124.23	124.17	1.50	33.54	0.175	478	500	0.20	0.89	0.89	1.13	0.73	367	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R229 - R230	124.17	124.09	1.68	35.56	0.175	478	500	0.20	0.89	0.89	1.13	0.73	367	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R230 - R231	124.09	124.04	1.7	28.83	0.175	478	500	0.20	0.89	0.89	1.13	0.73	367	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R231 - R232	124.04	123.98	1.58	29.08	0.175	478	500	0.20	0.89	0.89	1.13	0.73	367	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R232 - R233	123.98	123.93	1.66	25.26	0.175	478	500	0.20	0.89	0.89	1.13	0.73	367	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R233 - R234	123.93	123.89	1.70	17.79	0.175	478	500	0.20	0.89	0.89	1.13	0.73	367	1.13	0.55	1.01	0.198	OK
R234 - R235	123.89	123.43	1.74	23.13	0.175	310	500	2.00	0.89	0.28	0.86	0.36	181	2.73	1.75	3.18	0.625	OK
R235 - R1	123.43	122.48	1.50	26.46	0.175	278	500	3.60	0.89	0.21	0.79	0.31	155	3.37	2.35	3.27	0.838	OK

Annexe 3

ANNEXE 03



le reseau à Noeuds des travaux

