

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS DE
LA VILLE DE SIDI RACHED (W.TIPASA)**

Présenté Par :

KHEDRAOUI Meriem.

Devant les membres du jury

	Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r	DJELLAB MOHAMED	M.C.A	Président
M ^r	BOUKHELIFA MUSTAPHA	M.A.A	Examineur
M ^{me}	KAHLERRAS MALIKA	M.A.A	Examinatrice
M ^{me}	TAFAT LEILA	M.A.A	Examinatrice
M ^r	SALAH BOUALEM	PROFESSEUR	Promoteur

Session 2017- 2018

ملخص

تواجه بلدية سيدي راشد مشكلة إخلاء مياه الصرف الصحي بجميع أنواعها مما يتسبب في فيضانات كل عام. هذا يرجع إلى خلل في شبكة الصرف الصحي. حيث تكمن المشكلة الأساسية في ضعف حجم الشبكة من جهة و سوء مخططها مع ركود مياه الأمطار في المنطقة السفلى من جهة أخرى. هدفنا الرئيسي هو تغيير حجم نظام الإخلاء بالكامل لوضع حل للمشكلة و حماية البلدية من الفيضانات التي تزعج سكان البلدية المعنية

Résumé

La commune de Sidi Rached connaît actuellement un problème d'évacuation des eaux usées de tout nature confondue. Ceci est dû au dysfonctionnement du réseau d'évacuation de type unitaire. Le problème crucial réside dans le mauvais dimensionnement hydraulique des collecteurs d'une part et le comportement vétuste de ces collecteurs avec une stagnation des eaux pluviales dans la zone basse d'autre part.

Notre objectif consiste à un redimensionnement de tout le système d'évacuation afin de remédier au problème qui préoccupe les habitants de la dite commune.

Mots clés: dysfonctionnement, évacuation, eau usée, réseau, stagnation.

Abstract :

The municipality of Sidi Rached is currently facing a problem of evacuation of all kinds of the waste water. This is due to the disfunction of the drainage network. The crucial problem is the weakness of the hydraulic dimension of the collectors and their aging state with a stagnation of rainwater in the lower zone

Our main goal is to resize the entire evacuation system in order to rehabilitate and resolve this problem that disturbs the municipality's citizen..

SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
Chapitre 1 : Présentation de la ville	
I-1-Introduction.....	02
I-2-Situation géographique.....	02
I-3-Aperçu historique.....	03
I-4-Données naturelles du site.....	03
I-4-1-Situation climatique.....	03
a) Température.....	03
b) Humidité.....	04
c) Vents.....	04
d) Pluviométrie.....	04
I-4-2-Relief	05
I-4-3-Géologie	05
I-4-4-Hydrogéologie	06
I-4-5- Sismicité	06
I-4-6-Hydrologie.....	06
I-5-Population	07
I-6-Situation hydraulique.....	07
I-6 -1-Alimentation en eau potable	07
I-6-2-Assainissement	07
I-7-Conclusion.....	08
Chapitre 2 : Généralités sur les inondations	
II-1-Introduction.....	09
II-2-Définitions	09
a) L'inondation.....	09
b) La crue	09
c) Lit mineur	09
d) Lit majeur	09

II-3-Mécanisme des inondations.....	10
II-4-les causes des inondations terrestres.....	10
II-5-Types d'inondation.....	10
a) Les inondations des plaines	11
b) Les inondations par crues torrentielles	11
c) Les inondations par ruissellement en secteur urbain	12
d) Inondation par remontées de nappe	13
e) Les coulées de boue	14
f) Inondation par rupture d'une protection	14
II-6-Evaluation du risque d'inondation.....	15
II-6-1-Evaluer l'aléa « inondation » et ses incertitudes.....	15
<input type="checkbox"/> Hydrologie pour estimer l'aléa.....	16
<input type="checkbox"/> Hydraulique pour quantifier l'aléa.....	16
<input type="checkbox"/> Incertitudes dans l'évaluation de l'aléa.....	17
II-6-2- Evaluer la vulnérabilité.....	17
<input type="checkbox"/> Démarches quantitatives.....	17
<input type="checkbox"/> Démarches qualitatives.....	17
II-7-Gestion du risque liée aux inondations.....	18
II-7-1-La réglementation.....	18
II-7-2-La prévision.....	18
<input type="checkbox"/> Les observations de terrains.....	18
<input type="checkbox"/> La mise en place d'un service d'annonce de crues.....	18
<input type="checkbox"/> La prévision immédiate.....	19
<input type="checkbox"/> La prévision à long terme	19

II-7-3-l'aménagement du bassin versant.....	19
a) Au niveau des versants.....	19
b) Au niveau du lit	20
c) Pendant et après la crise.....	20

Conclusion.....	21
-----------------	----

Chapitre 3 : Etude hydrologique

III-1-Introduction	22
III-2-Choix de la période de retour.....	22
III-3-Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	22
III-4-Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	22
III-4-1-Analyse des données statistiques	22
III-5-Choix de la loi d'ajustement.....	25
III-5-1-Ajustement à la loi de Gumbel (manuelle).....	25
III-5-2-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (logiciel hyfran).....	27
III-5-3-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (manuelle).....	29
III-5-4-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (hyfran)	30
III-6-L'intensité de pluie pour les 2 méthodes	31
III-6-1-Calcul numérique	32
Conclusion	33

Chapitre 4 : Calcul de base

IV-1-Introduction	34
IV-2-Situation démographique	34
IV-3-Système d'évacuation du réseau d'assainissement.....	34
□ Système unitaire.....	35
□ Choix du système d'évacuation.....	35
IV-4-Choix du schéma de réseau d'évacuation	36
IV-4-1-Schémas d'évacuations.....	36
a) Schéma perpendiculaire	36

b) schéma par déplacement latéral	37
c) schéma transversal ou oblique	37
d) schéma latéral par zone étagée avec intercepteur	37
e) schéma radial	38
IV-5-Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	39
IV-6-Principes du tracé des collecteurs.....	39
IV-7-Evaluation du Coefficient de ruissellement	39
IV-8-Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	41
IV-9-Calcul de la population de chaque sous bassin.....	41
Conclusion	43
Chapitre 5 : Evaluation des débits	
V-1-Introduction	44
V-2-Origine et nature des eaux usées.....	44
V-2-1-Les eaux pluviales.....	44
V-2-2-Les eaux domestiques.....	44
V-2-3-Les eaux du service public.....	44
V-2-4-Les eaux industrielles.....	44
V-2-5-Les eaux parasites.....	45
V-3-Estimation des débits des eaux usées.....	45
V-3-1-Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	45
V-3-1-1-Evaluation du débit moyen journalier.....	45
V-3-1-2-Evaluation du débit de pointe.....	46
V-3-2-Estimation des débits des eaux usées des équipements.....	47
V-3-3-Estimation des eaux parasites.....	47
V-4-Evaluation des débits des eaux pluviales.....	48
V-4-1-Méthode rationnelle.....	48
V-4-2-Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de Sidi Rached.....	49
V-4-2-1-Temps de concentration.....	49
V-4-2-2-coefficient réducteur d'intensité(α).....	50

Conclusion	51
Chapitre 6 : Dimensionnement de réseau d'assainissement	
VI-1-Introduction	52
VI-2-Conception du réseau d'assainissement	52
VI-3-Conditions d'implantation des réseaux.....	52
VI-4-Les canalisations.....	53
VI-4-1-Type de canalisations.....	53
a) Conduites en béton armé.....	53
b) Conduites en chlorure de polyvinyle(P.V.C) non plastifié.....	53
c) conduite en Polythène à haute densité (PEHD).....	53
<input type="checkbox"/> Pour les conduites en béton arme.....	53
<input type="checkbox"/> Pour les conduites en PVC.....	53
<input type="checkbox"/> Propriétés mécaniques et physiques.....	54
<input type="checkbox"/> Propriétés chimiques.....	54
<input type="checkbox"/> Qualités économiques.....	54
VI-4-2-Choix du type des canalisations	54
VI-4-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement	54
VI-4-3-1-Conditions d'écoulement et de dimensionnement	54
VI-4-3-2-Mode de calcul	55
Conclusion	57
Chapitre 7 : Eléments constitutifs du réseau	
VII-1-Introduction	58
VII-2-Les ouvrages principaux	58
VII -2-1-Canalisations	58
VII -2-2-Joints	58
VII -2-2-1-Assemblage des conduites en PVC.....	58
VII -2-2-2-Assemblage des conduites en PEHD.....	59
a) Jonction par joint.....	59
b) Soudage par électro soudage.....	59

VII -2-2-3-Les joints des conduites en béton armé.....	59
a) Joint type Rocla.....	59
b) Joint à demi-emboîtement.....	59
c) Joint torique.....	60
d) Joint à collet.....	60
e) Joint plastique.....	60
VII -3-Différentes actions supportées par la conduite.....	61
VII -3-1-Actions mécaniques	61
VII -3-2-Action statique.....	61
VII -3-3-Action chimique	61
VII -4- Protection des conduites	61
VII -5-Contrôle de qualité des conduites	62
VII -5-1-Essais des tuyaux préfabriqués	62
VII-5-2-Essai à l'écrasement	62
VII-5-3-Essai d'étanchéité	62
VII-5-4-Essai à la corrosion	62
VII-6-Ouvrages annexes.....	63
VII-6-1-Les branchements.....	63
VII-6-2-Caniveaux.....	64
VII-6-3-Les bouches d'égout	64
VII-6-3-1-Bouches à accès latéral (avaloirs)	65
VII-6-3-2-Bouches à accès sur le dessus (bouches à grilles)	65
VII-6-4-Les regards	65
VII-6-4-1-Types des regards	66
<input type="checkbox"/> Regard de visite.....	66
<input type="checkbox"/> Regard latéral.....	66
<input type="checkbox"/> Regard double.....	67

□ Regard de jonction.....	67
□ Regard de chute.....	68
VII-6-5-Les déversoirs d'orage	68
□ Déversoirs à seuil latéral.....	68
□ Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée.....	68
□ Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre.....	68
□ Déversoirs à seuil frontal.....	68
□ Déversoirs à seuil double.....	68
□ Déversoir d'orage à ouverture du fond.....	70
VII-7- Dimensionnement des ouvrages annexes.....	70
□ Déversoir d'orage de type latéral a seuil doubles.....	70

Conclusion.....	73
-----------------	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII-1-Introduction.....	74
VIII-1-Les informations sur les réseaux publics existants.....	74
VIII-2-Exécution des travaux.....	74
VIII-2-1-Vérification, manutention des canalisations	74
VIII-2-2-Décapage de la couche végétale.....	75
VIII-2-3-Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	75
VIII-2-4-L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées.....	75
a) Profondeur de la tranchée.....	76
b) Largeur de la tranchée.....	76
VIII-2-5-Aménagement du lit de pose.....	76
VIII-2-6-Mise en place des conduites.....	77
VIII-2-7-Assemblage des conduites	77
VIII-2-8-Essais sur les joints et les canalisations.....	77

VIII-2-9-Exécution des regards.....	77
VIII-2-10-Exécution des déversoirs d'orage	79
VIII-2-11-Remblaiement et compactage de la tranchée.....	79
VIII-3-Détermination des différents volumes (11).....	80
VIII-3-1-Volume de la couche de terre végétale.....	80
<input type="checkbox"/> Volume des déblais des tranches.....	80
<input type="checkbox"/> Volume du lit du sable.....	80
<input type="checkbox"/> Volume occupé par les conduites	81
<input type="checkbox"/> Volume du remblai	81
<input type="checkbox"/> Volume excédentaire.....	81
VIII-4-Estimation du devis quantitatif et estimatif du projet.....	82
VIII-5-Planification des travaux (12).....	83
<input type="checkbox"/> Construction du réseau.....	83
<input type="checkbox"/> La méthode de calcul basée sur le réseau.....	84
<input type="checkbox"/> Chemin critique (C.C).....	84
<input type="checkbox"/> Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	85
<input type="checkbox"/> Réseau à noeuds.....	86
VIII-6-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	87
VIII-6-1-Facteurs humains.....	87
VIII-6-2-Facteurs matériels.....	87
VIII-7-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	87
VIII-7-1- Protection individuelle.....	87
VIII-7-2- Protection collective.....	87
<input type="checkbox"/> Equipement de mise en oeuvre du béton.....	87
<input type="checkbox"/> Engin de levage	87
<input type="checkbox"/> Appareillage électrique.....	88
Conclusion.....	88

Conclusion générale.....	89
Liste des tableaux	
Chapitre 1 : Présentation de la ville	
Tableau I-1 : températures moyennes mensuelles.....	04
Tableau I-2 : Humidités moyennes mensuelles.....	04
Tableau I-3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents	04
Tableau I-4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique 1980-2010).....	05
Chapitre 3 : Etude hydrologique	
Tableau III-1 : La série pluviométrique de 1978 à 2010.....	23
Tableau III-2 : Variables de Gumbel.....	26
Tableau III-3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	28
Tableau III-4 : Transformation $P_j \text{ max}$ vers $\text{Log } 10(P_j \text{ max})$	29
Tableau III-5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normal.....	31
Tableau III-6 : Les résultats de test d'adéquation.....	32
Chapitre 4 : Calcul de base	
Tableau IV-1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	34
Tableau IV-2 : Différentes valeurs du coefficient de ruissellement.....	40
Tableau IV-3 : Détermination du coefficient de ruissellement pondéré.....	41
Tableau IV-4 : Détermination du nombre d'habitants.....	42
Chapitre 5 : Evaluation des débits	
Tableau V-1 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées.....	46
Tableau V-2 : Evaluation de débit usée des équipements.....	47
Tableau V-3 : détermination de débit d'eaux parasites.....	47
Tableau V-4 : Détermination des débits totaux d'eaux usées.....	48
Tableau V-5 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.....	50
Tableau V-6 : calcul du débit total de chaque sous bassin.....	51
Chapitre 6 : Dimensionnement de réseau d'assainissement	
Le tableau VI-1 : coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux	55
Chapitre 8 : Organisation de chantier	

Tableau VIII-1 : Coefficient de foisonnement.....	81
Tableau VIII-2 : Volumes des travaux de notre projet.....	82
Tableau VIII-3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	82
Tableau VIII-4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	85
Tableau VIII-5 : Détermination du chemin critique.....	86
Liste des figures	
Chapitre 1 : Présentation de la ville	
Figure I-1 : Plan de situation de la ville de SIDI RACHED.....	02
Chapitre 2 : Généralités sur les inondations	
Figure II-1 : Exemple d'une inondation de plaine.....	11
Figure II-2 : Exemple d'une crue torrentielle.....	12
Figure II-3 : Exemple d'une inondation par ruissellement.....	13
Figure II-4 : Inondation par remontée de nappe.....	13
Figure II-5 : Exemple d'inondation par rupture d'une protection.....	14
Figure II-4 : Exemple d'inondation dans la ville de Sidi Rached.....	15
Chapitre 3 : Etude hydrologique	
Figure III -1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	28
Figure III -2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normal.....	30
Chapitre 4 : Calcul de base	
Figure IV-1 : Schéma perpendiculaire.....	36
Figure IV-2 : Schéma par déplacement latéral.....	37
Figure IV-3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	37
Figure IV-4 : Schéma à Collecteur Etagé.....	38
Figure IV-5 : schéma type radial.....	38
Chapitre 7 : Eléments constitutifs du réseau	
Figure VII-1 : Assemblage des tubes en PVC.....	58
Figure VII-2 : Electro-fusion intégré des tubes en PEHD.....	59
Figure VII-3 : Divers joints sur tuyau en béton.....	60
Figure VII-4 : Schéma représentatif des branchements.....	63
Figure VII-5 : Schéma représentatif des Caniveaux.....	64

Figure VII-6 : Emplacement d'une bouche d'égout.....	64
Figure VII-7 : Exemple d'un regard de visite.....	66
Figure VII-8 : Exemple d'un regard latéral.....	66
Figure VII-9 : Exemple d'un regard double.....	67
Figure VII-10 : Regard de jonction.....	68
Figure VII-11 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus.....	69
Figure VII-12 : Déversoir frontal.....	69
Figure VII-13 : Déversoir à seuil double.....	70
Chapitre 8 : Organisation de chantier	
Figure VIII-1 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite.....	76

Liste des planches

Planche 1: Plan de masse avec le tracé du réseau de la ville de Sidi Rached (W.TIPAZA)

Planche 2 : Profil en long de l'intercepteur de la ville de Sidi Rached (W.TIPAZA)

Planche 3 : Profil en long du collecteur principal du sous bassin N° II de la ville de Sidi Rached (W.TIPAZA)

Planche 4 : Eléments constitutifs du réseau d'égouts de la ville de Sidi Rached (W.TIPAZA)

Planche 5 : Plan de masse avec le découpage des sous bassins de ville de Sidi Rached (W.TIPAZA)

Abréviations

ANRH : Agence nationale des ressources hydrauliques.

ONM : Office nationale de la météorologie.

PDAU : Le Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

APC: Assemble Populaire Communal.

Introduction général

L'Assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour nos sociétés modernes. En effet, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines implique des besoins en eau importants s'accompagne inévitablement d'une production croissante des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

La commune de sidi Rachad située dans la wilaya de TIPASA reconnaît de point de vue hydraulique une situation alarmante dans le domaine d'assainissement. Le problème d'évacuation des eaux pluviales et usées représente un souci quotidien pour les ingénieurs gestionnaires ; on note particulièrement des inondations au milieu de la ville aussi des débordements au niveau du réseau existant à cause de dysfonctionnement de réseau existant.

Dans ce contexte notre travail consiste à protéger la ville contre les inondations par la projection d'une nouvelle variante du réseau d'assainissement et l'emplacement des ouvrages spéciaux.

Chapitre I

Présentation de la ville

I-1-Introduction

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître la caractéristique physique du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet, et qui peuvent se répartir en quatre classes :

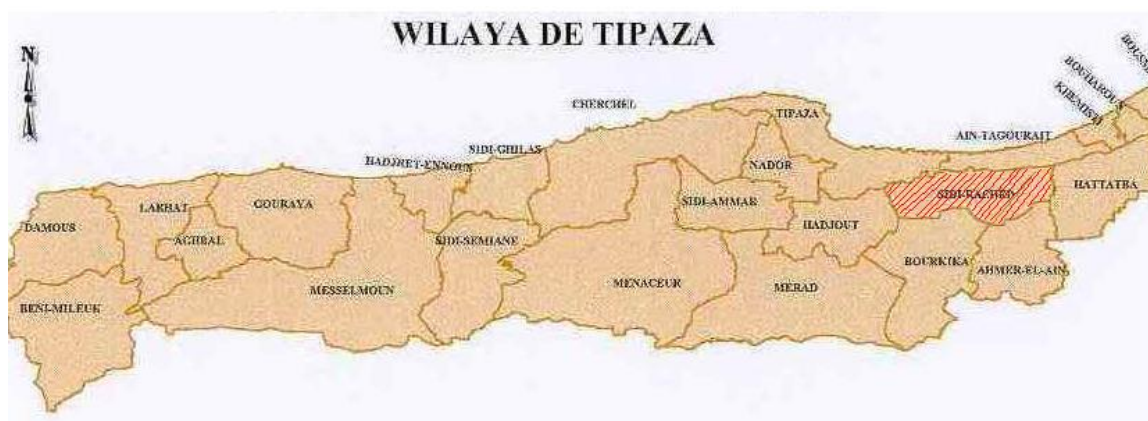
- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération,
- les données hydrauliques (assainissement ; AEP)

Ainsi la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

I-2-Situation géographique

Le territoire de la commune de SIDI RACHED s'étend sur une superficie de 4126,74 ha.Elle est située géographiquement à cheval, sur les collines du sahel qui surplombent le littoral et la plaine de la Mitidja, dans sa partie Nord-Ouest. Cette commune est limitée :

- au nord : par les communes de TIPAZA et AIN TAGOURAIT.
- à l'est : par la commune de ATTATBA
- à l'Ouest : par la commune de HADJOUT.
- au Sud : par les communes de BOURKIKKA et AMEUR EL AIN. (Source PDAU de la commune de Sidi Rached 2009).



Source : APC AHMER EL AIN

Figure I-1 : Carte de découpage des sous bassin de la ville de TIPASA

Notre commune est traversée dans sa partie médiane par la route nationale 67 qui la relie à HADJOUT à l'Ouest et à ATTATBA puis KOLEA à l'est. Elle communique avec le littoral au nord par le C. W. 106 qui la relie à TIPAZA et le C. W. 40 à AIN TAGOURAIT au travers du relief collinaire qui forme le bourrelet côtier du Sahel.

I-3 -Aperçu historique

Le non initial de l'actuel SIDI RACHED est MONTEBELLO. C'est une agglomération de création coloniale qui remonte à 1869. Mais bien avant les français, les romains se sont eux aussi intéressés à cette région puisqu'ils sont les premiers à penser à l'assèchement du lac HALLOULA en creusant un tunnel vers la mer afin de le rendre cultivable.

Cette œuvre reprise et achevée par les colons en 1930 en y apportant les aménagements nécessaires.

L'intérêt purement agricole de cette région n'a jamais été démenti. La multitude de fermes coloniales sur le territoire communal en est la preuve. Leurs activités consistaient en l'exploitation de ces terres à hautes potentialités et dont les richesses étaient destinées à la métropole

Après l'indépendance, la ville s'est quelque peu densifiée avec la construction de quelques équipements et habitats (Source PDAU.2009).

I-4- Données naturelles du site

I-4-1-Situation climatique

La région de l'étude est caractérisée par un climat méditerranéen c'est-à-dire :
Doux et humide en hiver, Chaud et sec en été.

D'après les stations d'observations mises en place par l'ANRH et par l'ONM, les données sont les suivantes :

a-Température

Le climat est caractérisé par des étés chauds et des hivers doux. Durant les saisons froides, la température minimale absolue est inférieure à 7,4°C, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale absolue varie entre 26 à 38°C. La distribution de la température durant l'année apparaît dans le tableau N°01 :

Tableau I-1-: températures moyennes mensuelles

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
T°C moy	12	12	14	16	18,5	21	24	24	23	20	16	13

Source : [ONM]

b-Humidité :

L'humidité de l'air est donnée par le tableau suivant :

Tableau I-2-Humidités moyennes mensuelles

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
Humidité %	82	80	74	80	75	65	49	51	66	74	75	80

Source : [ONM]

c- vents

Les directions dominantes des vents sont celles de l'Ouest au Nord-Est. Les vents de l'Ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps. La vitesse des vents est donnée par le tableau N°03 :

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
V (m/s)	3	3,1	2,9	3,1	2,8	3	3,2	3,1	2,5	2,3	2,5	3,7

Source : [ONM]

d-Pluviométrie

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

En général la précipitation importante en mars et Décembre.

Les rythmes pluviométriques sont méditerranéens caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en mars et Décembre et un minimum en juin et Juillet.

Tableau I.4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique 1980-2010)

mois	sept	oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
p (mm)	24,2	73,2	88,1	100,7	98,9	71,4	64,6	54,2	41,1	12,1	1,6	4,4

Source : [ANRH]station expérimentale sidi rached, code : 021024)

I-4-2-Relief

La morphologie de SIDI-RACHED est marquée par deux types de reliefs.

Le sahel occupe longitudinalement la partie Nord de la commune sur 35% de la superficie environ. La partie Ouest, montre des escarpements plus au moins prononcés par rapport à la partie Est ou l'on a une régularité des formes des mamelons donnant ainsi naissance à des collines assez larges et à des pentes plus douces. Ce phénomène s'explique, par de manifestations tectoniques (orogéniques) qui ont donné naissance au DJEBEL CHENOUA dont les premiers contreforts se manifestent à 75 Km à l'Ouest de la limite communale.

La plus haute altitude rencontrée est de 293 m vers le Nord-est de la ville lieu choisi par JUBA II pour inhumer son épouse.

La plaine : occupe 65% de la superficie de la commune, elle se distingue par un sol très plat, ne comportant aucune aspérité sur une grande étendue. C'est au sud immédiat qu'on rencontre le lac HALLOULA que le manque de pluviométrie des dernières décennies a mis complètement a sec, la dénivelé en ce lieu est de 5m environ (53m d'altitude au centre et 58 aux bords) (1)

I-4-3-Géologie :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les terres de l'Ouest de la Mitidja sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres argilo limoneuses, argilo-calcaires et limono argileuses, très profondes qui conviennent à toutes les cultures, particulièrement aux cultures pérennes (vignes et agrumes). La plaine limoneuse de la Mitidja se raccorde, par une série de plateformes étagées, au plateau caillouteux de Bouyeghsene, profondément découpé par les sillons des ravins qui viennent converger vers l'Oued Nador (1)

I-4-4-Hydrogéologie :

De tous les agents de la géodynamique externe qui concourent à modeler, détruire et aplanir peu à peu la surface des sols, par l'enchaînement des processus d'érosion, de transport et de dépôt, l'eau de loin la plus important, la plus expressive la plus complète. Dans notre cas, les processus hydrodynamiques ont permis le remplissage en matériaux détritiques la zone nord de la plaine MITIDJIENNE. Ces derniers ont été arrachés des la roche mère du flanc nord du bourrelet, puis transportés vers l'aval ou ils ont été déposés.

Le degré de ravinement des lits d'oueds est plus accentué à l'Ouest du site urbain du fait que le terrain est très accidenté.

Vers la partie basse, plusieurs oueds sillonnent la plaine (Oued Sidi AHMER EL AIN, Oued Djer, Oued Rassoula, Oued Ourian). Leurs lits se confondent avec le relief et leurs eau s'infiltrera ou alimentera le lac, tandis que d'autres oueds rejoindront plus bas l'oued Ouèrian dont le lite est calibré pour permettre le drainage des eaux recueillies le long de son parcours.

Un important réseau de drainage sillonne le lac HALLOULA et leur direction converge vers le tunnel qui évacue toutes les eaux vers la mer désengorgeant ainsi le lac.

Il existe également plusieurs sources disséminées, d'Est en Ouest, au niveau de la zone médiane des collines, quoique la plupart d'entre elles ne soit tariées à cause de manque de pluviométrie. La plus importante, celle qui coule toujours, se trouve à 700 mètre environ au Nord-Ouest du douar Tchalabi. (1)

I-4-5- Sismicité

La ville de Sidi Rached se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

I-4-6- Hydrologie

La ville de Sidi Rached est située géographiquement à cheval, sur les collines du sahel qui surplombent le littoral et la plaine de la Mitidja, elle est implantée au pied de trois petits bassins versant qui forment plusieurs petits oueds et qui traversent la ville du Nord vers le Sud. L'exutoire principale des ces oueds est le canal d'assèchement qui stocke les eaux pluviales. Une partie des ces eaux alimente la nappe de Métidja et une autre partie s'évapore à l'arrivé de la saison chaude. (1)

I-5- Population

La population actuelle est estimée à environ de 13831 habitants dont 7830 soit 57 % sont fixés dans la seule agglomération de la commune que représente le chef-lieu.

Le reste de la population est disséminé à travers le territoire en des petits hameaux et douars, principalement le long de la RN 67 et de part et d'autre de celle-ci, soit une dizaine environ. Dans la partie Nord collinaire, on dénombre trois douars : Serhane, Sidoumou et Adel et dans la partie Sud, les douars Lahouel et les douars appelés communément les Dix et Quarante logements.

I-6-Situation hydraulique

I-6 -1-Alimentation en eau potable

L'agglomération chef-lieu de Sidi-Rached est alimentée en sa totalité par des ressources en eau souterraines constituées de trois forages principales :

- Les forages F1 et F2 donnant respectivement 8 l/s et 6 l/s, se trouvent à l'Est de la ville et au nord de la RN 67 ainsi que le forage F3 avec 6 l/s à l'Ouest de la ville.
- Un réservoir de stockage de 1000 m³ se trouvant à l'extrême Nord de la ville, renforcé par un petit réservoir de 500 m³ projeté par le service hydraulique
- Un réseau de distribution d'eau potable de type maillé alimente toute la ville avec des conduites de diamètres variant entre Φ 100 et 200.

I-6-2-Assainissement

Le système d'assainissement existant de la ville de Sidi Rached est constitué par un réseau d'évacuation en système unitaire composé par des collecteurs de diamètres qui varient de Φ 300 et Φ 800. le collecteur principal de diamètre Φ 1200 rejette les effluents dans l'exutoire et le canal d'assèchement du lac HALLOULA.

I-7-Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires qui serviront de base pour la suite de notre travail. Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique.

Nous avons pu voir que la morphologie de notre agglomération est marquée par de types de reliefs le sahel et la plaine, constituée essentiellement d'alluvions du quaternaire.

Elle est caractérisée par un climat méditerranéen.

La ville de SIDI RACHED contient plusieurs forages et réservoirs exploitables,

Son réseau d'assainissement est sous dimensionné. Elle est confrontée à un problème d'inondation. Pour cela nous avons opté pour une protection de la ville contre l'inondation.

Chapitre II

Généralités Sur les inondations

II-1- Introduction

L'inondation peut être définie comme étant une submersion temporaire, naturelle ou artificielle d'une espace terrestre en peut distinguer : l'inondation de plaine c'est la submersion d'une zone par suite du débordement des eaux d'un cours d'eau de plaine, l'inondation par ruissellement se produisent lors de pluie exceptionnelle, d'orages violents, quand la capacité d'infiltration et d'évacuation des sols ou des réseaux de drainage est insuffisante.

II-2- Définitions (2)

a) L'inondation

Est un débordement d'un cours d'eau, le plus souvent en crue, qui submerge les terrains voisins. Le terme est souvent étendu aux débordements d'ouvrages artificiels tels que retenues ou réseaux d'assainissement. Des inondations peuvent aussi se produire en amont des cours d'eau, suite à la génération de quantités importantes de ruissellement au niveau de terres cultivées par exemple .ce ruissellement donne alors lieu à une inondation boueuse.

b) La crue

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (Débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière .l'importance de l'inondation dépend de trois paramètres : la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue.

Ces paramètres sont conditionnés par des précipitations, l'état du bassin versant (aire géographique d'alimentation en eau d'une rivière) et les caractéristique du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.).Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

c) Lit mineur

Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour les débits d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).

d) Lit majeur

Le lit majeur comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. sa limite est celle des crues exceptionnelles.

II-3- Mécanisme des inondations :

Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?

- Le régime des pluies,
- Le relief,
- La taille du bassin versant,
- L'état des sols,

Quels sont les facteurs aggravants du risque d'inondation ?

- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables,
- La diminution des champs d'expansion des crues,
- L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau,
- La formation et la rupture d'embâcles,
- La défaillance des dispositifs de protection,
- L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants

II- 4- les causes des inondations terrestres

- les débordements direct d'un cours d'eau dans son lit majeur, suite à des Episodes de fortes précipitation ou à la fonte des neiges hivernales.

-le débordement indirect d'une réserve d'eau (de surface ou souterraine) suite à la remontée des nappes phréatiques ou bien d'eau à travers les canalisations.

-l'accumulation des eaux de ruissellement suite à des précipitations abondantes.il se peut en effet que les capacités de drainage et d'infiltration d'une zone soit insuffisante pour évacue les eaux reçues, qui s'accumulent alors. Ce phénomène est accru lorsqu'il y eu une imperméabilisation des sols (urbanisation) sans création d'un réseau d'évacuation suffisant.

C'est le cas de notre ville

-la rupture d'un ouvrage de génie civil, comme un barrage ou une digue. Un défaut de conception, un manque d'entretien ou tout simplement un volume d'eau trop important peuvent créer une brèche puis une rupture d'un ouvrage de protection.

II-5-Types d'inondation (3)

Les différents Types d'inondations

Il est classique de distinguer au moins six types d'inondation :

a) Les inondations des plaines

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.



Figure II-1 : Exemple d'une inondation de plaine

b) Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est également. On parle aussi de crues éclairs pour désigner des crues torrentielles survenant de très petits bassins versants et se formant en quelques heures. De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchent principalement les zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri.



Figure II-2 : Exemple d'une crue torrentielle

a) Les inondations par ruissellement en secteur urbain

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon lesquelles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Les inondations par ruissellement concernent principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (Réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas. Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux D'écoulement ensuite urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après urbanisation et imperméabilisation des sols.



Figure II-3 : Exemple d'une inondation par ruissellement

b) Inondation par remontées de nappe

Lors des inondations survenues dans la vallée de la somme et des affluents. De vastes zones du plateau ont été soumises à des phénomènes de remontées de la nappe phréatique, dans la dépression dites «vallée sèches», dans les caves et sous-sol, entraînant de nombreux mouvements de terrain. Ces crues de la somme sont très lentes qui se développent sur plus de deux mois. L'événement pluviométrique déclenchant s'analyse sur une longue période à partir d'une date conventionnelle de début de recharge des nappes jusqu'à l'apparition des désordres. Ces phénomènes étaient presque totalement méconnues (ou oubliés) jusqu'aux événements de la somme.



Figure II-4 : Inondation par remontée de nappe

c) Les coulées de boue

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue", l'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.

f) Inondation par rupture d'une protection

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.



Figure II-5 : Exemple d'inondation par rupture d'une protection

Remarque :

Dans le cas de notre ville nous avons des inondations par ruissellement en secteur urbain.



Figure II-6 : Exemple d'inondation dans la ville de Sidi Rached

II-6- Evaluation du risque d'inondation

Puisque le risque inondation est caractérisé par deux composantes l'aléa inondation et la vulnérabilité des enjeux exposés, alors l'évaluation de celui -là se base à la fois sur L'évaluation de ces deux derniers. Ainsi, évaluer le risque inondation veut dire apprécier, estimer, quantifier, calculer et mesurer la valeur de l'aléa, délimiter, localiser, identifier, peser,

chiffrer et analyser l'importance de la vulnérabilité. L'évaluation de la première composante l'aléa inondation bénéficie aujourd'hui de méthodes bien rôdées qui permettent de découper un territoire inondable en zones d'aléa d'intensité plus ou moins forte, en fonction de paramètres hydrauliques (hauteur d'eau, durée de submersion, vitesse d'écoulement) et pour différentes crues. Aussi l'étude des enjeux, leur recensement précis et fiable, leur cartographie et leur hiérarchisation en fonction de leur plus ou moins grande vulnérabilité, ont bénéficié au cours des dernières années d'avancées méthodologiques certains, grâce notamment aux systèmes d'information géographique et à l'automatisation du traitement des photographies aériennes (4)

II-6-1- Evaluer l'aléa « inondation » et ses incertitudes

La prédominance de l'aléa a gommé partiellement la vulnérabilité de l'équation du risque. L'aléa étant le concept phare du risque, comment est-il évalué et quantifié dans le cas du risque inondation et est-ce qu'il y a des incertitudes associées ? L'évaluation de l'aléa inondation est en quelque sorte apprécier la crue responsable de la formation de l'inondation. Cela veut dire qu'on interpelle deux disciplines principales : l'hydrologie et l'hydraulique fluviale. L'hydrologie est la discipline qui permet d'obtenir les débits et leurs périodes de retour. Tandis que l'hydraulique permet d'obtenir les hauteurs et les vitesses d'eaux correspondantes à ces débits. La combinaison de ces deux disciplines permet donc d'associer des périodes de retour à des niveaux et vitesses d'écoulement en divers points d'un cours d'eau pour obtenir la carte des aléas (Blin, 2001). L'évaluation de l'aléa fait l'objet de nombreuses contestations de la part des collectivités territoriales ou des habitants des secteurs inondables. Les « experts », producteurs d'information scientifique sur le risque travaillent selon des méthodes spécifiques dont l'intérêt et les limites ne sont pas toujours compris du public. Le fait de livrer la cartographie au public suscite la confrontation entre le savoir expert et le savoir vernaculaire.

- **Hydrologie pour estimer l'aléa :**

Lorsqu'on fait appeler la science de l'hydrologie, veut dire quand on fixe la cible sur la détermination du débit de la crue, de sa période de retours et de sa durée de submersion de la crue. En hydrologie, il y a deux approches : l'approche déterministe et celle statistique. L'approche déterministe considère tous les apports et facteurs pouvant influencer le débit (pluie, neige, eau dans le sol, etc.) et les introduit dans un modèle qui estime le débit. Cette méthode n'est pas conçue pour donner une période de retour correspondante au débit trouvé. Ce qui empêche son utilisation

dans l'estimation de l'aléa inondation puisque la probabilité des crues est un élément essentiel du calcul du risque. Par contre, elle peut servir à la prévision des crues et conséquemment à la

gestion opérationnelle du risque. Tandis que l'approche statistique permet d'estimer des débits, d'une probabilité donnée, à partir de lois statistiques qui ont été ajustées à partir de séries de données de débits mesurés (5)

- **Hydraulique pour quantifier l'aléa :**

Une fois que l'hydrologie arrive à déterminer le débit, on fait l'appelle à l'hydraulique pour continuer l'évaluation de l'aléa. Cela veut dire qu'on va estimer la hauteur et la vitesse de la crue responsable de l'inondation. En fonction de la rugosité du terrain, la forme de la section en travers et la pente du fond, on peut déterminer la hauteur de l'eau de l'écoulement. Ensuite, lorsqu'on connaît la section en travers de l'écoulement, on peut facilement calculer la vitesse de l'eau (6)

- **Incertitudes dans l'évaluation de l'aléa :**

Pour évaluer la crue en cas d'inondation, un ensemble d'étude et de choix doit être opéré. A chaque étape, des incertitudes apparaissent, ce qui rend complexe l'estimation de l'incertitude globale. Lorsqu'une incertitude est affichée pour la modélisation de crue, elle correspond généralement à la seule incertitude liée à l'échantillonnage. Cette incertitude affichée oublie l'incertitude de la donnée, l'incertitude liée au choix du modèle statistique, et les incertitudes liées aux modèles hydrauliques qui reposent eux-mêmes sur des données comportant aussi des incertitudes. Et par conséquent, l'erreur globale de l'évaluation de la crue paraît bien difficile à apprécier, ce qui explique peut-être le manque de travaux sur ce thème malgré la profusion de recherches – notamment sur le choix du modèle statistique - liées à des étapes spécifiques (6)

II-6-2-Evaluer la vulnérabilité

La prise en compte du risque inondation devra nécessairement passer par la Valorisation des études d'évaluation de la vulnérabilité comme base indispensable à la Définition des objectifs pour une gestion territorialisée de ce risque. L'évaluation de la Vulnérabilité des enjeux est en quelque sorte déterminée, identifiée, chiffrée et quantifiée. Localiser et analyser les effets dommageables de l'aléa sur les enjeux. Différentes Démarches méthodologiques permettent d'analyser et d'évaluer la vulnérabilité (6).

- **Démarches quantitatives**

Elle se fonde essentiellement sur l'élément vulnérable, il s'agit de mesurer les conséquences dommageables a priori d'un phénomène sur les enjeux. La vulnérabilité est ici conçue soit comme le pourcentage de ce qui peut être perdu en cas de sinistre, soit comme le coût économique des dommages probables. Généralement, ces méthodes couplent des modèles hydrauliques avec des relevés de l'occupation du sol, des hypothèses de valeur des biens et des courbes d'endommagement.

- **Démarches qualitatives**

Dans une approche qualitative, la vulnérabilité apparaît comme la tendance d'une société donnée à subir des dommages en cas de manifestation d'un phénomène naturel comme l'inondation. Cette propension varie selon le poids de certains facteurs qu'il est nécessaire d'identifier et d'analyser car ils induisent un certain type de réponse de la société.

II-7-Gestion du risque liée aux inondations

Les inondations du début des années 80 auront eu le mérite de susciter une prise de conscience préalable à l'élaboration d'une politique de prévention des risques naturels dans plusieurs pays, les actions qui s'y réfèrent peuvent être résumées comme suite :

II-7-1-La réglementation

Celle-ci ancienne, variée, souvent incomplète parfois mal adoptée, elle devrait systématiquement prendre en compte les actions anthropiques aboutissant à une modification substantielle du relief (travaux d'aplanissement, extraction de gravier et carrière etc...) à l'édification de toute construction en zone inondable, mais très souvent la réglementation n'est pas respectée ce qui amené souvent, à des situations très dangereuses.

II-7-2-La prévision

La première démarche à entreprendre est de procéder à un inventaire des observations de terrain, la seconde est de mettre en place un service d'annonce de crue.

✓ *Les observations de terrains*

Il s'agit d'analyser, aux différents endroits des bassins versants susceptibles de subir une crue ou une inondation, les paramètres suivants :

- la délimitation précise des secteurs inondables et ce, pour chaque type de crue ;
- la typologie des inondations (pointe, durée, récurrence, intensité) ;
- l'ampleur de l'inondation possible ;
- la période de retour ;

- l'évaluation des dommages à craindre, sur les plans matériel et humain.

✓ *La mise en place d'un service d'annonce de crues*

La prévision porte sur la collecte et la transmission des données pluviométriques et hydrologiques. Bien entendu, l'efficacité des systèmes d'alerte dépend de leur qualité et donc des

moyens mis à la disposition des spécialistes mais aussi de l'ancienneté des chroniques disponibles. Il est très important de multiplier et d'accumuler des données dans la plupart des cas. Les délais, souvent, pour alerter les populations se réduisent à quelques heures voir moins. Cependant l'apparition de capteurs et des systèmes de transmission a permis d'améliorer l'annonce des crues.

Deux aspects de la prévision peuvent être distingués :

La prévision immédiate

Avec l'alerte des populations quelques heures avant que la crue n'intervienne. Ce rôle était joué par des observateurs chargés de suivre la montée des eaux et de transmettre les informations par les moyens de communication. Les mesures sont progressivement automatisées et les services ont même la possibilité d'interroger les stations en cas de besoins que ce soit sur la pluie, les débits, les volumes d'eau des retenues, l'onde de crue, etc... L'implantation d'un réseau de radar météorologique qui mesure la pluie tombée, avant son accumulation au sol, permet d'anticiper au mieux et peut représenter un véritable outil d'aide à la décision (Roy, 2000). Cependant la prévision notamment pour les phénomènes brutaux, n'est pas facile, car même le recours aux documents, radars et satellitaires, ne permet ni de localiser avec précision les points d'impacts majeurs des phénomènes de grande ampleur, ni d'évaluer leur importance réelle.

La prévision à long terme.

Elle peut se faire en utilisant les documents historiques et les cartes à risques. Un "chevelu" dense concentré, des pentes fortes sur terrain imperméables, une incision importante, l'absence d'une couverture végétale dense, sont autant de facteurs favorables à la production d'une crue importante. Aussi, la cartographie de l'occupation du sol, base d'une analyse de vulnérabilité des biens, obtenus par traitement des données multiples, permet d'évaluer la densité du couvert végétal et d'estimer la proportion du ruissellement des différentes parcelles. La pertinence d'une cartographie géomorphologique spécialisée est largement démontrée (Lambert, 1996). Elle permet de situer les ouvrages et travaux susceptibles de modifier le fonctionnement hydro – morphologique de base (freinage ou d'accélération de l'écoulement des eaux, amplification des crues etc...).

A partir des analyses effectuées, l'action devrait se tourner prioritairement vers l'aménagement du bassin versant.

II-7-3-l'aménagement du bassin versant

Du point de vue de la prévention des crues, l'aménagement du bassin versant apparaît comme fondamental tant au niveau des versants que du lit proprement dit.

a/Au niveau des versants

Le reboisement apparaît comme la première solution envisageable pour la protection des versants, car la forêt intercepte la pluie (réduction ou anéantissement de l'effet 'Splash'), et retarde la fonte des neiges sous son couvert, accroît l'évapotranspiration (en particulier en été ou la transpiration des arbres contribue à l'assèchement des sols et l'abaissement du niveau des nappes phréatiques, au bénéfice de la rétention). L'humus forestier qui est relativement abondant, est capable d'absorber jusqu'à 10 fois son poids d'eau (Loup, 1974). Inversement, la destruction d'une forêt provoque un accroissement annuel de l'écoulement, mais aussi l'apparition de ravins. En cas d'absence de couverture végétale, l'érosion (depuis l'effet Splash jusqu'à l'écoulement concentré) se développe.

b/Au niveau du lit

La correction des lits est souvent la solution proposée par les ingénieurs qui cherchent à accroître la section mouillée en élargissant les lits ou encore à les approfondir par des dérochements ou encore en érigeant des digues, etc... Tous ces travaux ont pour but de minorer les niveaux, encore faut-il que ces interventions soient précédées d'une connaissance préalable de la crue maximale probable, et mieux encore du bassin versant. Le recalibrage qui consiste à rectifier la section d'écoulement et à augmenter le débit, permet d'évacuer plus rapidement la crue, mais déplace le risque sur le secteur aval, sur des zones intermédiaires ne permettant pas de stocker une partie des eaux.

Le mieux est de chercher à étaler la crue que la contenir, un bon aménagement devrait donc examiner avec soin la solution des retenues de ralentissement, dans toutes les variantes axiales ou latérales selon les configurations locales et non pas seulement celle des barrages réservoirs.

Pour le lit des cours d'eau, il convient de cesser tout dragage, et d'interdire toute gravière de basse terrasse, notamment dans les zones amont des agglomérations.

c/Pendant et après la crise

En dépit de toutes les mesures de protection et/ou de prévention que l'homme peut arrêter, les crues et les inondations imprévues seront toujours probables. Aussi, il importe d'envisager des scénarios tenant compte de l'inévitable.

Les plans d'organisation des secours sont des dispositifs d'urgence, destinés à faire face à tout événement calamiteux, d'ordre exceptionnel, dépassant les possibilités opérationnelles de secours locaux. Les dispositions législatives et réglementaires confient à l'état la responsabilité

de la prévention et de la réponse aux besoins des populations en cas de catastrophes naturelles. Cependant, il est à signaler que le choc de la phase d'urgence ne représente en fait que le début des difficultés rencontrées, pour les familles sinistrées. Le règlement ou l'indemnisation sont accompagnées d'une série de vicissitudes. Les aides immédiates (évacuation, hébergement : distribution de vivres, sanitaires et habillements) sont généralement correctement effectuées et largement médiatisées. Les aides postérieures, à la crise (collectivités locales, mouvement association, état) sont plus aléatoires, généralement longues à intervenir et toujours jugées insuffisantes par ceux qui ont été affectés.

Conclusion :

L'endroit concerné par l'inondation :

Dans notre projet l'endroit qui reconstruit l'inondation se trouve au milieu de la ville située entre la cote 60,93m et la cote 55,58m.

Les artères aboutissant à cet endroit seront garnies par des bouches transversales (caniveaux recouverts par des grilles) et des bouches d'égouts disposées tous les 50m. Ces bouches transversales doivent collecter les eaux vers les collecteurs d'assainissement.

Cette technique permet de réduire les écoulements aboutissant à l'endroit d'inondation.

L'endroit inondé sera équipé par des bouches d'égout d'absorption par le bas et par le haut.

Chapitre III

Etude hydrologique

III-1 Introduction

Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour le dimensionnement du réseau d'assainissement. Celui-ci est lié à la probabilité de l'apparition de l'événement « pluie max journalière », soit donc la période de retour qui a pour symbole la lettre « T ». La connaissance de l'intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égouts. Ceci nécessite la connaissance des précipitations, en particulier les pluies maximales journalières et les pluies de courte durée dites averses.

III-2 Choix de la période de retour

On définit la période de retour T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition au non-dépassement de l'événement. On la prend généralement égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

III-3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h. L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Pour calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle

Il faut ajuster nos résultats.

- Calculer les paramètres de la loi choisie ;
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation. (7)

III-4 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :**III-4-1 : Analyse des données statistiques :**

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de SIDI RACHED ville dont le code station est : 021024, sur une période de

fonctionnement de 1978 à 2010 qui a été fournie par l'ANRH de BLIDA et de coordonnées Lambert X = 486,3 Km

$$Y = 362,3 \text{ Km.}$$

$$Z = 57 \text{ m.}$$

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières.

Tableau III-1 : La série pluviométrique de 1978 à 2010.

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	P _{max,j} (mm)
1978	7,7	43,2	26,6	19,2	13,5	44,2	48,4	22,7	12,5	2,1	0	0	48,4
1979	25	29,6	24	38,3	35,7	20,9	36,5	28	4,6	2	0,4	8,3	38,3
1980	3,2	12,4	12,5	49,6	25,4	22,6	30,9	17,1	10,2	1,5	0	8,4	49,6
1981	4	11	7,7	16	48,6	15,4	12,9	9,6	24,8	3,4	0,5	0	48,6
1982	20,6	34	52,2	22	0	25,8	17,1	0,6	0,9	0	4	0	52,2
1983	0	8,6	10,2	59,5	56,4	25,4	19,6	34,5	41,7	19	0	1,4	59,5
1984	13,6	82,2	16,3	36,2	19,1	17,6	35,9	15,6	21,2	0,2	0	0	82,2
1985	21,4	12,1	58,4	14,7	14,3	22,8	15,4	8,1	2,4	27,7	0	1,2	58,4
1986	16,9	22,4	28,9	38,8	28,6	22,4	17,8	0	78,5	8,1	7,7	0	78,5
1987	2	1,4	14,9	24,5	17,4	10,6	16,7	9,8	3,5	19,3	0	0	24,5
1988	35,4	27,1	24	32,1	17,2	5,2	38	35,1	6,1	12,7	0	0	38
1989	14,04	2,5	16,4	17	9,5	0	17,4	7,2	15,7	0	5,6	0	17,4
1990	1,4	3,2	6,9	16	13,5	22,1	18,2	4,1	8,1	4,2	0	0	22,1
1991	2,2	76,7	4,4	2,4	60,9	16,2	27,6	24	22,1	9,9	2,7	0	76,7
1992	1,9	50,4	26,9	32,1	13,1	32,1	6,3	14,2	7	0,5	0	0,4	50,4
1993	15,8	12,5	16,5	12,5	50,1	15,6	0,7	15,5	2,7	0	0	0	50,1
1994	45,2	15,9	21,5	13,6	27,8	23,1	41,3	7	0,2	4,1	0	29,6	45,2
1995	20,6	15,2	23,1	6,1	18,7	25	26,3	92,3	5,2	5,6	1,4	0	92,3
1996	32	31,5	5,3	10	15,5	20,2	5,9	19,1	7,4	1,9	0	10,4	32
1997	14,04	22,79	25,8	17,2	12,2	15,7	12,2	28,1	70,1	1,3	0	1,1	70,1
1998	9	6,6	19,3	17,5	27	44	58,7	6,5	0	0	0	1	58,7
1999	10,7	5,5	28,4	41,5	7,6	1,8	19,7	8,2	21,4	0	0	0	41,5
2000	6,6	36,6	42,6	15	18,7	17	0,7	26,9	3,7	0	0	0	42,6
2001	18,6	22,79	44,5	13,6	8,5	6,5	26,8	8,2	10,4	0	7,2	0	44,5
2002	9,3	13	20,3	19,1	28,1	28,2	5,9	17,4	7,4	1,5	0	0	28,2

2003	10,6	13,5	32,7	25,6	22,41	20,13	17,2	10,9	36,9	2,3	1,1	0	36,9
2004	12,5	15,2	26,6	17	21,1	22,6	20,1	10,6	2,7	0	0,2	1,5	26,6
Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	P _{max,j} (mm)
2005	2,8	31,8	25,8	24,1	27,6	28,6	5,9	3,1	50,5	0	0	0,4	50,5
2006	19,9	2,8	20	22,9	6	16,2	22,6	11,7	1,9	0,7	1	1,9	22,9
2007	14,04	39,7	112	32,3	6,3	20,13	12,3	11,1	7,8	4,7	2,1	0	112
2008	17,6	23,6	22	21,8	21,5	10,5	15,3	17,1	12,9	0	0	0	23,6
2009	28,4	4,9	15,6	26,3	24,4	15,9	36,3	14,4	6,4	9	0	25,1	36,3
2010	6,4	21,4	19,1	22,5	22,9	30		17,5	36,3	13,4	0	0	36,3

Source ANRH Blida

a- Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 33ans d'observations:

$$\sum_{i=1}^{N=33} Xi = 1595,1 \text{ mm}$$

- La moyenne de précipitation maximale journalière (X)

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=33} Xi}{N} = 48,34 \text{ mm.}$$

Xi : hauteur des pluies maximales journalières en (mm).

N : taille de l'échantillon.

X : pluies journalières maximales interannuelles en (mm).

- Ecart type σ_x :

Pour $N \geq 30$ ans, on a

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{(Xi - \bar{X})^2}{N}} = 21,67$$

- Coefficient de variation

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}} = 0.448$$

Après le classement de la série de la plus petit valeur jusqu'à la plus grande valeur, on calcul :

La médiane $Me = X_{50\%} = 45.2 \text{ mm.}$

III-5 Choix de la loi d'ajustement :

On voit que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement

Utilisées sont :

- la loi de Gumbel.
- la loi de Galton.

III5-1 Ajustement à la loi de Gumbel (manuelle)

La loi de Gumbel a une fonction de répartition de la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Avec $y = a(X - X_0)$

X : précipitation maximale journalière en (mm) qui correspond à une fréquence F(X)

X₀ : paramètre de position en (mm)

Y : variable réduite de "Gumbel"

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de Gumbel, on doit suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (rang).
- calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

Avec :

n : la taille de la série

m : numéro d'ordre

- calculer la variable réduite de "Gumbel" par la formule :

$$Y = -\ln(-\ln F(x))$$

Tableau (III-2) Variables de Gumbel

Pj(max)	Rang	Fréquence	Y
17,4	1	0,0152	-1,1285
22,1	2	0,0455	-0,9479
22,9	3	0,0758	-0,8081
23,6	4	0,1061	-0,6894
24,5	5	0,1364	-0,5832
26,6	6	0,1667	-0,4853
28,2	7	0,1970	-0,3931
32	8	0,2273	-0,3049
36,3	9	0,2576	-0,2193
36,3	10	0,2879	-0,1355
36,9	11	0,3182	-0,0527
38	12	0,3485	0,0297
38,3	13	0,3788	0,1123
41,5	14	0,4091	0,1956
42,6	15	0,4394	0,2802
44,5	16	0,4697	0,3665
45,2	17	0,5000	0,4552
48,4	18	0,5303	0,5469
48,6	19	0,5606	0,6423
49,6	20	0,5909	0,7422
50,1	21	0,6212	0,8476
50,4	22	0,6515	0,9597
50,5	23	0,6818	1,0803
52,2	24	0,7121	1,2112
58,4	25	0,7424	1,3555
58,7	26	0,7727	1,5170
59,5	27	0,8030	1,7020
70,1	28	0,8333	1,9200

76,7	29	0,8636	2,1882
Pj(max)	Rang	Fréquence	Y
78,5	30	0,8939	2,5411
82,2	31	0,9242	3,0679
92,3	32	0,9545	4,1820
112	33	0,9848	4,1820

- calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel tel que :

$$X = (1/\alpha) y + x_0$$

Sachant que :

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

X_0 : l'ordonnée à l'origine ;

$$1/\alpha = 0.78 * \sigma_x$$

$$1/\alpha = 16,91 \text{ mm}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_i^n y_i}{n} = 0.74 \text{ mm}$$

$$X_0 = \bar{x} - (1/\alpha) \bar{y}$$

$$X_0 = 48,34 - (16,91) * 0.74 = 35,85 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de Gumbel devient :

$$X = 16,91y + 35,85$$

D'où :

$$P_{\max, p\%} = 13.26y + 27.84$$

La variable réduite est égale à :

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

$$P_{\max, p\%} = 73,90 \text{ mm}$$

III-5-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (logiciel hyfran)

Pour vérifier les résultats précédents, nous utilisons le logiciel Hydran pour calculer la Précipitation max journalière pour une période de retour de 10 ans.

Procédés d'ajustement :

- Lancement d'Hyfran
- Mettre la formule de Hazen comme formule de probabilité empirique
- Insérer les données (PJournalière max classé)
- Ajuster à la loi Gumbel (méthode maximum de vraie semblance)
- Tirer les coefficients de la droite.

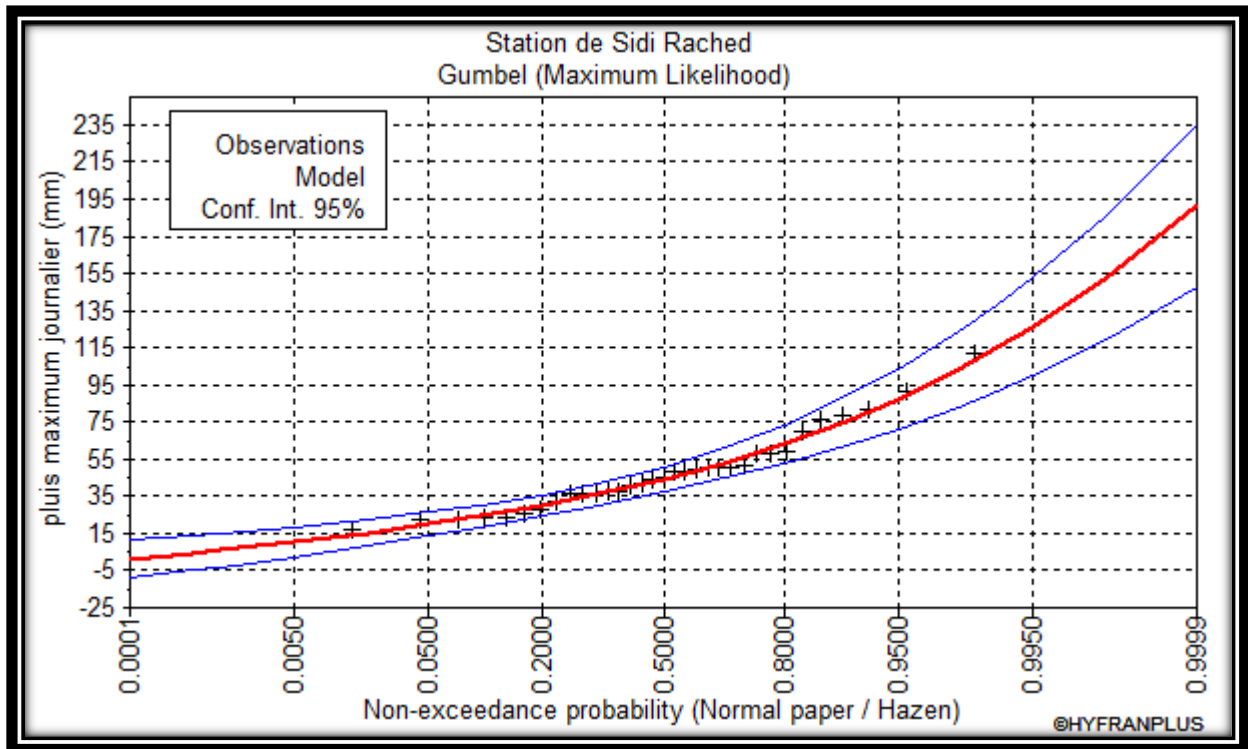


Figure (III-1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.

Tableau (III-3) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	194	9,97	137-251
2000.0	0.9995	167	7,90	120-214
1000.0	0.9990	155	5,85	112-198
200.0	0.9950	128	4,41	94,6 –161
100.0	0.9900	116	3,47	87,0 – 145
50.0	0.9800	104	3,19	79,3– 129
20.0	0.9500	88,5	3,39	68,9 – 108

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10.0	0.9000	76,3	3,93	60,8– 91,8
2.0	0.8000	63,6	4,45	52,1 – 75,0
3.0	0.6667	53,5	5,07	44,8 – 62,1
2.0	0.5000	44,4	5,47	37,6 – 51,2
1.4286	0.3000	35,0	5,83	28,8– 51,2
1.2500	0.2000	30,1	6,53	23,4 – 36,8

• On obtient comme droite : $P=b(U) +a$

$b=16,9382$

$a=38,1624$

Donc

$P_{\max,10\text{ans}}=16,9382(2,25) + 38,1624= 76,27\text{mm}$

III-5-3Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (manuelle) :

Procédé d’ajustement :

- Classement des valeurs par ordre décroissant ;
- Transformer les $P_j \text{ max}$ en $\text{Log}_{10}(P_j \text{ max})$;

Tableau (III-4) Transformation $P_j \text{ max}$ vers $\text{Log}_{10}(P_j \text{ max})$

$P_j \text{ max}$	$\text{Log}_{10}(P_j \text{ max})$	$P_j \text{ max}$	$\text{Log}_{10}(P_j \text{ max})$
112	2,0492	45,2	1,6551
92,3	1,9652	44,5	1,6484
82,2	1,9149	42,6	1,6294
78,5	1,8949	41,5	1,6180
76,7	1,8848	38,3	1,5832
70,1	1,8457	38	1,5798
59,5	1,7745	36,9	1,5670
58,7	1,7686	36,3	1,5599
58,4	1,7664	36,3	1,5599
52,2	1,7177	32	1,5051
50,5	1,7033	28,2	1,4502
50,4	1,7024	26,6	1,4249
50,1	1,6998	24,5	1,3892
49,6	1,6955	23,6	1,3729
48,4	1,6848	22,1	1,3444
17,4	1,2405		

- Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en $\overline{\log_{10}(P_j. \max)}$ et $\sigma_{\log x}$

➤ Calcule analytique de : $P_{\max,10ans} = 10^{\log_{10} P_j \max + U_{10ans} * \sigma_{\log x}}$

UP% =1.28: Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10ans ;

- Calcul des paramètres d’ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\log_{10}(P_j. \max)} = \frac{\sum \log pi}{n} = \frac{54,2423}{33} = 1.64$$

$$\sigma_{\log} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log P_j \max - \overline{\log P_j \max})^2}{n}} = 0.19$$

$$P_{\max,10ans} = 10^{\log_{10} P_j \max + U_{10ans} * \sigma_{\log x}} = 76,42 \text{ mm}$$

III-5-4Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (hyfran) :

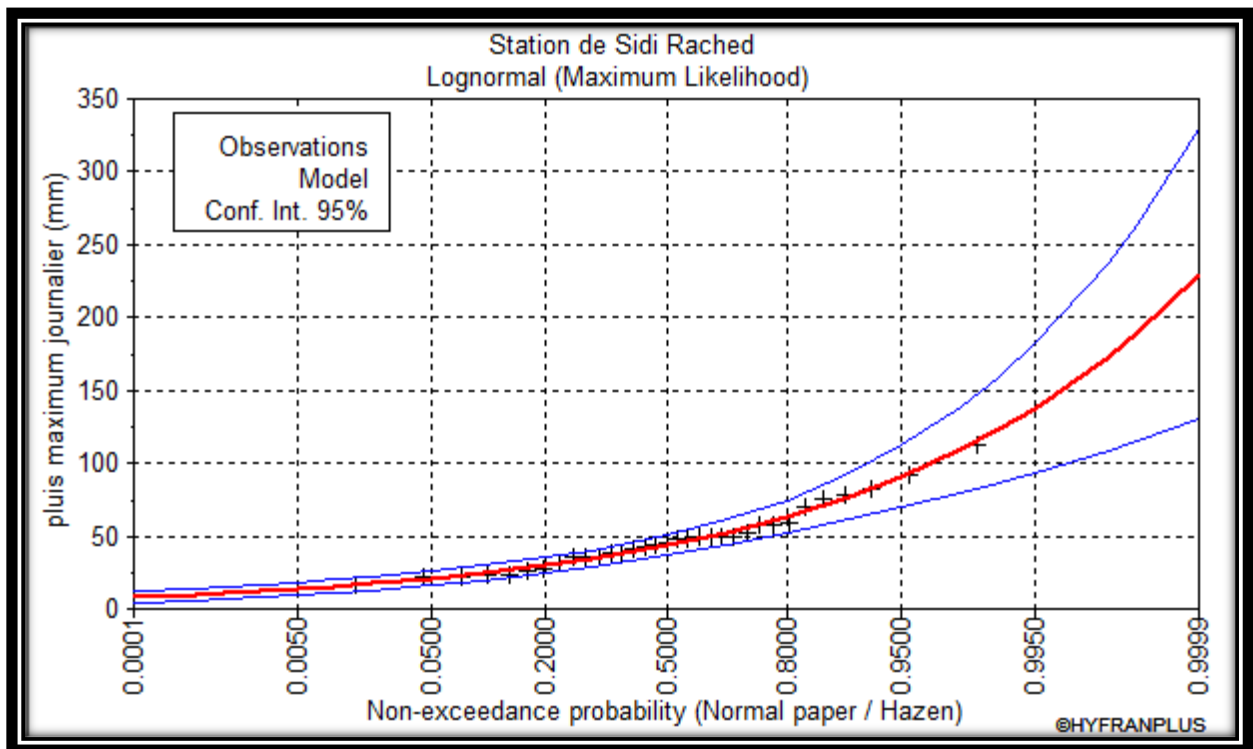


Figure (III-2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normal

Tableau III-5 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normal

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	230	51,0	130 – 303
2000.0	0.9995	190	37,9	115 – 264
1000.0	0.9990	173	32,8	109 – 238
200.0	0.9950	138	22,6	93,6– 182
100.0	0.9900	123	18,7	86,7 – 160
50.0	0.9800	109	15,1	79,5 – 139
20.0	0.9500	90,9	10,9	69,4 – 112
10.0	0.9000	77,3	8,17	61,3– 93,9
2.0	0.8000	63,5	5,77	52,2 – 74,8
3.0	0.6667	52,8	4,30	44,4 – 61,2
2.0	0.5000	43,6	3,39	36,9 – 50,2
1.4286	0.3000	34,5	2,87	28,9 – 40,1
1.2500	0.2000	29,9	2,72	24,6– 35,2

III-6-L’intensité de pluie pour les 2 méthodes :

Pour le calcul de l’intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montanari

$$I_{D(10ans)} = \frac{P_{max j(10ans)}}{24} * \left(\frac{D}{24}\right)^{(b-1)}$$

- I0,25 (10ans) : Intensité moyenne de précipitation pour une averse (15 min/10 ans) ;
- Pmax j (10ans) : précipitation max pour une journée de fréquence donnée ;
- D : Durée de l’averse en heures (D = 0.25h);
- b : Exposant climatique de la région (b=0.35 selon les études régionales de l’ANRH);

III-6-1 Calcul numérique

1ère méthode Gumbel

➤ **Manuelle**

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{73,90}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 59,83\text{mm/h}$$

➤ **Logiciel HYFRAN**

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{76,3}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 61,77\text{mm/h}$$

2ème méthode Galton :

➤ **Manuelle**

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{76,42}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 61,87\text{mm/h}$$

➤ **Logiciel HYFRAN**

$$I_{0.25(10\text{ans})} = \frac{77,3}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.35-1)} = 62,58\text{mm/h}$$

Tableau (III-6) Les résultats de test d'adéquation.

Loi	Nombre de degrés de liberté	Khi 2 calculé	Khi 2 théorique
Gumbel	5	4.58	9.24
Galton	5	7.48	9.24

Donc $\chi^2_{\text{calc}} < \chi^2_{\text{theo}}$: l'adéquation de la loi galton est bonne

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe qu'après analyse des deux lois d'ajustement que la loi de GUMBEL ne s'ajuste pas contrairement à celle de GALTON, et c'est en prenant la valeur obtenue par cette loi, qu'on déterminera l'intensité pluviale qui s'avère être le débit spécifique nécessaire au dimensionnement de notre réseau d'assainissement.

$$I_{0.25(10\text{ans})} = 62,58 \text{ mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$q_s = \frac{62,58 \cdot 10000}{3600} = 173.33 = 173 \text{ l/s/ha}$$

Chapitre IV

Calcul de base

IV -1- Introduction

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base pour le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2043. Le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant sont à étudier.

IV -2- Situation démographique

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

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

Avec :

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

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 ($P_0=6381$ hab.).

T : taux d'accroissement égale 2,3% pour notre région (sidi Rachad).

N : écart d'années entre les deux horizons (2018-2043) $N = 25$ ans.

Tableau IV-1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2043
Estimation	6381	14143

IV -3- Système d'évacuation du réseau d'assainissement

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

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

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

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

Système unitaire

Le système unitaire est l'héritage du <<tout-à-l'égout>>, né vers 1830. La notion de <<tout-à-l'égout>> est aujourd'hui à proscrire, car elle suggère que tout et n'importe quoi peut être rejeté dans le réseau d'assainissement. L'ensemble des eaux usées et pluviales est, en système unitaire, évacué par un réseau unique, généralement équipé de déversoirs d'orage, vannages. Permettant, en cas de pluies intenses, le rejet par surverse d'une partie des eaux, vers le milieu naturel soit directement soit après un traitement spécifique.

Ce système est conseillé pour des zones ayant une topographie à faible relief, ainsi que lorsque le cours d'eau récepteur a un débit d'étiage important. Il cumule les avantages de l'économie, de la simplicité et tout risque d'inversion de branchement est évité ; mais toutefois, il présente plusieurs inconvénients :

- L'eau de pluie peut augmenter de manière très importante se qui augmentera le débit parvenant aux stations d'épuration se qui engendrera le dysfonctionnement de cette dernière.
- Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage (8)
- **Choix du système d'évacuation**

Le choix de tel ou tel système doit prendre en considération les objectifs suivants :

- évacuer le plus rapidement possible les eaux usées urbaines vers la station afin de faciliter leur traitement.
- tenir compte des perspectives de développement de l'agglomération.
- respecter la qualité des rejets dans le milieu naturel.
- tenir compte des contraintes techniques : topographie, pluviométrie, type d'habitat, Imperméabilisation des sols, protection contre les inondations, etc.
- tenir compte des conditions d'exploitation qui peuvent être rendues difficiles, par exemple, par le choix d'une pente insuffisante. (9)

Remarque

Vu que notre agglomération est caractérisée par un encombrement du sol et en tenant compte de l'aspect économique et de la simplicité du système, nous optons pour le réseau unitaire.

IV -4- Choix du schéma de réseau d'évacuation

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et 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. (8)

IV -4-1- Schémas d'évacuations

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

A) Schéma perpendiculaire

Avec ses multiples débouchés, transversalement au cours d'eau, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées. (8)

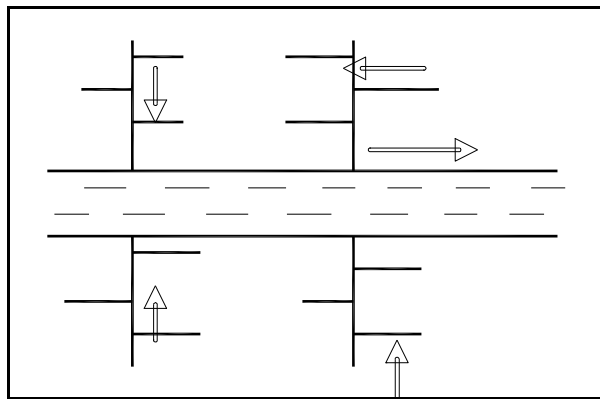


Fig-IV-1 Schéma perpendiculaire

B) schéma par déplacement latéral

C'est un schéma qui reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge ; mais, avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente (8)

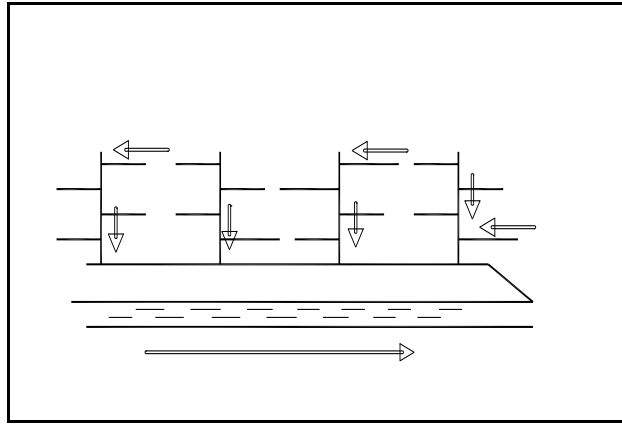


Fig- IV -2 Schéma par déplacement latéral

C) schéma transversal ou oblique

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux ; ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluent plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent. (8)

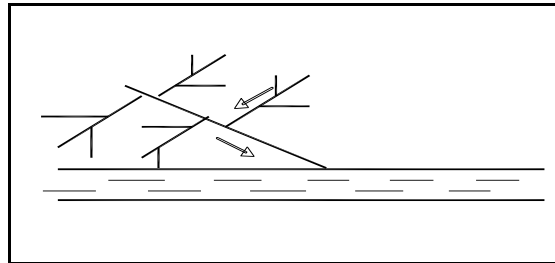


Fig- IV-3 :Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

D) schéma latéral par zone étagée avec intercepteur

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs bas, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se

trouvant alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant pouvant être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une

restructuration, que l'on appelle <<intercepteurs>>, sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte. (2)

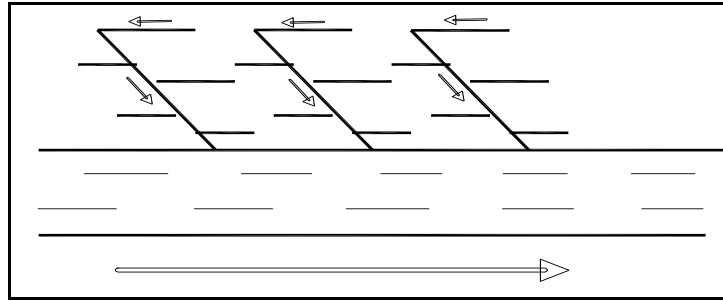


Fig- IV-4 Schéma à Collecteur Étagé

E) schéma radial

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations d'ailleurs, le système séparatif s'y révèle tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle même des sujétions semblables. (8)

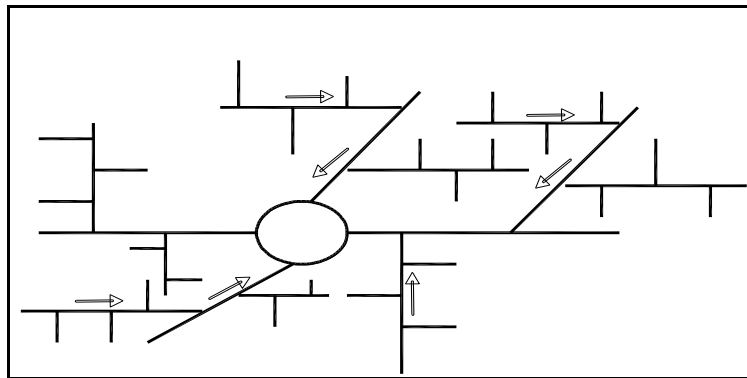


Fig- IV -5 schéma type radial

Remarque : Vu la topographie du terrain de notre agglomération et la répartition géographique des habitants le schéma le plus adéquat et le schéma par déplacement latéral.

IV-5 -Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

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

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

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

IV -6- Principes du tracé des collecteurs:

Les collecteurs de rues doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation. Les contre inclinaisons sont à éviter, si possible. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans de grandes rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pour quoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.

IV -7- Evaluation du Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée, exprime le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume tombé sur cette même surface. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle 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

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin :

Avec:
$$Cr = \frac{A_{imp}}{A} \quad (IV-2)$$

A_{imp} : Surface imperméable;

A: Surface totale du sous bassin

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce dernier.

Tableau IV -2 Différentes valeurs du coefficient de ruissellement

1)- Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.	
Densité de la population hab/ha	Cr
20	0,20
30 – 80	0,20 – 0,25
60 – 150	0,25 – 0,30
150 – 200	0,30 – 0,45
200 – 300	0,45 – 0,60
300 – 400	0,60 – 0,80
400 et plus	0,80 – 0,90
2)- Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.	
Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 – 0,70
Habitations moins denses	0,40 – 0,50
Quartiers résidentiels	0,20 – 0,30
Square – garde – prairie	0,05 – 0,20
3)- Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.	
Zone d'influence	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 **BOURRIER. R. 2008**

Remarque

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en tenant compte de la catégorie d'urbanisation.

IV -8 -Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

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 :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (IV-3)$$

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.

Tableau IV-3 Détermination du coefficient de ruissellement pondéré.

N° de sous bassin	Surface « Ai » (ha)	Cr
1	11,11	0,70
2	6,56	0,62
3	8,73	0,55
4	3,54	0,57
5	7,19	0,45
6	4,5	0,50
7	9,39	0.40

IV -9- Calcul de la population de chaque sous bassin:

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, nous déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

On a la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A} \quad (IV-4)$$

D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

A : surface totale (ha) $A=51,02ha$

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2043 = 14143hab

Et nous avons :

$$C_{rp} = 0,55$$

D'où :

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = d_i. A_i \quad (IV-6)$$

C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin;

A_i : surface partielle (hec) ;

D_i : densité partielle (hab/hec) ;

Tableau IV-4 Détermination du nombre d'habitants.

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	11,11	0,70	7,777	354,78	3942
2	6,56	0,62	4,0672	314,23	2061
3	8,73	0,55	4,8015	278,75	2433
4	3,54	0,57	2,0178	288,89	1023
5	7,19	0,45	3,2355	228,07	1640
6	4,5	0,50	2,25	253,41	1140
7	9,39	0,40	3,756	202,73	1904

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

1. on a fixé l'horizon de calcul à 2043, soit une population future de 14143 habitants.
2. Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire,
3. IL a été déduit sept (7) sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.

Chapitre V

**Evaluation des
débits**

V-1-Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant d'entamer la partie de dimensionnement des collecteurs, une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est indispensable et qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité des rejets. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée.

V-2-Origine et nature des eaux usées

Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques et industrielles ainsi que des précipitations et des infiltrations ; ces catégories d'eaux usées sont communément appelées respectivement eaux domestiques, déchets industriels, eaux pluviales et eaux parasites. (10)

V-2-1- Les eaux pluviales

Elles peuvent, constituer la cause de pollutions importantes des cours d'eau notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huile de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). Enfin, dans les zones urbaines, les surfaces construites rendent les sols imperméables et ajoutent le risque d'inondation à celui de la pollution. (10)

V-2-2-Les eaux domestiques

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques, et en eau " vannes " ; il s'agit des rejets des WC, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. (6)

V-2-3- Les eaux du service public :

Les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques. (10)

V-2-4-Les eaux industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent

également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures. (10)

V-2-5- Les eaux parasites

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15l/s/ha. On notera aussi qu'une densité moyenne de 100 habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³/an/hab.

Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement, soit dans une station de traitement soit sur un site autonome de traitement. (10)

V-3-Estimation des débits des eaux usées

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

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

V-3-1- Estimation des débits des eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 120 l/j hab. (Source A.P.C de sidi rached),

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

V-3-1-1 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_r}{86400} \quad (V-1)$$

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 120 l/j hab.

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

V-3-1-2-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 qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \tag{V-2}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.

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

Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy, j}}} \text{ si } Q_{moy.j} \geq 2,8 \text{ l/s} \tag{V-3}$$

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

Tableau V-1 Détermination des débits de pointe d'eaux usées.

N° sous bassin	Nbre habitants	Débit consommé l/s	Débit moyen rejeté l/s	Débit pointe usée l/s
1	3942	5,48	4,38	11,80
2	2061	2,86	2,29	6,87
3	2433	3,38	2,70	8,11
4	1023	1,42	1,14	3,41
5	1640	2,28	1,82	5,47
6	1140	1,58	1,27	3,80
7	1904	2,64	2,12	6,35

V-3-2- Estimation des débits des eaux usées des équipements

Tableau V-2 Evaluation de débit usée des équipements.

N° sous bassin	Type d'Equipement	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation l/unité/j	Q moy	Kp	Q usée	Q totale l/s
1	2 Ecoles primaires	Elèves	725	15	0,12587	3	0,3776	0,7075
	mosquée	Fidèle	700	10	0,08102	3	0,2431	
	APC	Employés	150	10	0,01736	3	0,0521	
	Lavage	Voiture	10	100	0,01157	3	0,0347	
2	PTT	Fonctionnaire	20	15	0,00347	3	0,0104	0,2118
	Stade	sportif	80	20	0,01852	3	0,0556	
	Clinique maternité	Malade	15	200	0,03472	3	0,1042	
	Centre de santé	Malade	120	10	0,01389	3	0,0417	
3	Aucuns équipements				0,00000		0,0000	
4	Gendarmerie	Fonctionnaire	15	15	0,00260	3	0,0078	0,0078
5	Ecole primaire	Elève	423	15	0,07344	3	0,2203	0,2203
6	Aucuns équipements				0,00000		0,0000	
7	Mosquée	Fidèles	500	10	0,05787	3	0,1736	0,3125
	Lycée	Elèves	650	10	0,07523	3	0,2257	

V-3-3- Estimation des eaux parasites

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15l/s/ha.

Tableau V-3 détermination de débit d'eaux parasites.

N° sous bassin	Surface (ha)	Débit d'eaux parasite l/s/ha	Débit d'eaux parasite l/s	Débit d'eaux parasite m ³ /s
1	11,11	0,15	1,6665	0,0017
2	6,56	0,15	0,984	0,0010
3	8,73	0,15	1,3095	0,0013
4	3,54	0,15	0,531	0,0005
5	7,19	0,15	1,0785	0,0011
6	4,5	0,15	0,675	0,0007
7	9,39	0,15	1,4085	0,0014

Tableau V-4 Détermination des débits totaux d'eaux usées.

N ° sous bassins	Débit de pointe d'eaux usées	Débit d'eaux parasite l/s	Débit d'équipements L/s	Débit total l/s	Débit total m ³ /s
1	11,80	1,6665	0,7075	14,174	0,0142
2	6,87	0,984	0,2118	8,0658	0,0081
3	8,11	1,3095	0	9,4195	0,0094
4	3,41	0,531	0,0078	3,9488	0,0039
5	5,47	1,0785	0,2203	6,7688	0,0068
6	3,80	0,675	0	4,475	0,0045
7	6,35	1,4085	0,3993	8,1578	0,0082

V-4 -Evaluation des débits des eaux pluviales

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

La méthode rationnelle et la méthode superficielle

Dans notre travail vu la superficie d'étude nous utilisons la méthode rationnelle

V-4-1-Méthode rationnelle

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

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

$$Q = \alpha.Cr.i.A \tag{V-4}$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

Validité De La Méthode Rationnelle

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

V-4-2- Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de Sidi Rached

V-4-2-1 Temps de concentration :

C'est une caractéristique d'un bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée de l'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de l'aire considérée.

Le temps de concentration T_C est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3 \tag{V-5}$$

- $t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites.
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{1.487 \sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. Ou :
- l : Longueur de la conduite (m).

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

Afin de simplifier l'application de la méthode, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 mn.

V-4-2-2-coefficient réducteur d'intensité :(α)

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement

Remarque : dans notre travail nous avons pris α entre 0,8 et 0,9 vu les surfaces des sous bassins sont inférieure a 10 ha et le cheminement hydraulique le plus long inférieure a 200 m

Tableau V-5 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

N° du S.B	Ai (ha)	Cri	Coeff correcteur α	Intmoy (l/s ha)	Q_{plu} (l/s)	Q_{plu} (m ³ /s)
1	11,11	0,70	0,8	173	1076,337	1,0763
2	6,56	0,62	0,9	173	633,263	0,6333
3	8,73	0,55	0,8	173	664,528	0,6645
4	3,54	0,57	0,9	173	314,171	0,3142
5	7,19	0,45	0,8	173	447,793	0,4478
6	4,5	0,50	0,9	173	350,325	0,3503
7	9,39	0,40	0,8	173	519,830	0,5198

Signification des colonnes :

Ai : surface de sous bassin (ha) ;

Cri : coefficient de ruissellement ;

α : coefficient d'irrégularité ;

Tableau V-6 calcul du débit total de chaque sous bassin.

N° sous bassin	Débit usée	Débit pluvial	Débit totale m ³ /s
1	0,0142	1,0763	1,0905
2	0,0081	0,6333	0,6414
3	0,0094	0,6645	0,6739
4	0,0039	0,3142	0,3181
5	0,0068	0,4478	0,4546
6	0,0045	0,3503	0,3548
7	0,0082	0,5198	0,5279

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique, d'équipement et pluviale tout en partageant notre agglomération en 7 sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

Chapitre VI

Dimensionnement du réseau d'assainissement

VI-1-Introduction

Le calcul hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont :

- D'appliquer les conditions d'auto curage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H₂S et leurs conséquences.
- D'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

VI-2 - Conception du réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global conçu en fonction de la structure de l'agglomération, l'exutoire, et l'emplacement de la station de relevage ou d'épuration si elles existent.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan);
 - Profondeur;
 - Diamètres (intérieur et extérieur);
 - Pente;
 - Les joints et leur confection.
- Les ouvrages spéciaux sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan);
 - Profondeur;
 - rôles à jouer.

VI-3- Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations se trouvant à l'amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de 0,005 mètre par mètre.

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

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

VI-4- Les canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

VI-4-1- Type de canalisations

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

a) Conduites en béton armé

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

b) Conduites en chlorure de polyvinyle(P.V.C) non plastifié

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

c) conduite en Polythène à haute densité (PEHD)

Les tubes en polyéthylène HD présentent des surfaces, intérieures et extérieures, propres et lisses et sont exempts de défauts d'importance ou de fréquence tels qu'ils soient susceptibles d'être nuisibles à leur qualité : rayures, bulles, grains, criques et soufflures. L'examen est effectué à l'œil nu, sur des éprouvettes ouvertes selon deux génératrices diamétralement opposées.

Remarque

Pour notre projet, nous avons utilisé les conduites en PVC pour les petits diamètres ($\Phi < 800\text{mm}$) et cela pour les collecteurs principales dans la ville, et des conduites en Béton armé de profil circulaire lorsque le diamètre est supérieur à $\Phi 800$ et cela pour L'intercepteur. Ce choix n'est pas arbitraire mais vu les avantages qu'elles présentent :

❖ **Pour les conduites en béton arme :**

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

❖ **Pour les conduites en PVC :**

a. Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Résistance et réaction au feu.
- Tenue à la pression.
- étanchéité.

b. Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. .

c. Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans,
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien. .

VI-4-2-Choix du type des canalisations

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.

(11)

VI-4-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement**VI-4-3-1-Conditions d'écoulement et de dimensionnement**

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. IL faut assurer une vitesse minimale de

0,6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 400 mm. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

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

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

VI-4-3-2-Mode de calcul :

Dans la section à étudier, le débit à évacuer s'exprime par la relation :

$$Q = V \cdot S_m \quad (\text{VI-1})$$

Q : Débit en (m^3/s).

S_m : Section mouillée en m^2 .

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

La vitesse se calcule par différentes expressions, on prend l'expression de Manning-Strickler suivante :

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI-2})$$

R : Le rayon hydraulique défini comme le rapport de la section au périmètre mouillé (m).

K_s : Coefficient de rugosité (ou de Strickler) à la dimension $L^{1/3}T^{-1}$.

I : Pente du collecteur en (m/m).

Le tableau VI-1 coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

types de matériaux	coefficient de rugosité K_s
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou en béton(très vieilles)	70
Conduites en fonte en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibro-ciment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	100 à 150

Source **BOURRIER. R. 2008**

Les matériaux choisis de la conduite, sont le pvc avec $K_c = 100m^{1/3}s^{-1}$. et le béton armé lisse avec $K_s = 70m^{1/3}s^{-1}$.

On va calculer le diamètre avec la relation suivante :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \tag{VI-3}$$

Avec $Q_t = Q_{usé} + Q_{pl}$ en (m/s)

$Q_{usé}$: Débit d'eau usée.

Q_{pl} : Débit d'eau pluviale.

Sachant que le débit à pleine section est donnée par :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4} \tag{VI-4}$$

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

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

Q_{ps} : Débit à pleine section (m³/s).

Le rayon hydraulique pour calculer la vitesse à pleine section est :

$$R = \frac{S}{P} = \frac{\pi D_{nor}^2}{4\pi D} = \frac{D_{nor}}{4} \quad (\text{VI-5})$$

La vitesse à pleine section sera donc :

$$V_{ps} = K_s \cdot \left(\frac{D_{nor}}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI-6})$$

- Les différents rapports :

Les rapports des débits: $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$; $R_{Q_{min}} = \frac{Q_{usé}}{Q_{ps}}$

Les rapports des vitesses: $R_V = \frac{V}{V_{ps}}$; $R_{V_{min}} = \frac{V_{min}}{V_{ps}}$

Les rapports des hauteurs: $R_H = \frac{H}{D_{nor}}$; $R_{H_{min}} = \frac{H_{min}}{D_{nor}}$

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

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans le **Tableau VI-2 (annexe)**

Conclusion :

D'après les tableaux de calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui visent essentiellement la détermination des diamètres des collecteurs tout en vérifiant les vitesses d'auto curage.

Nous avons remarqué que les diamètres des tronçons sont compris entre 400 mm et 1500 mm

Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage est satisfaite ($V > 0.3m/s$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons $V < 5m/s$, donc on ne prévoit pas la mise en place des chasses automatiques. Il suffit d'utiliser périodiquement des engins de curage mobile.

Chapitre VII

Éléments constitutifs du réseau

VII-1-Introduction

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

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

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

-Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

VII -2-Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration; ils comprennent les conduites et les joints. (12)

VII -2-1: Canalisations

Remarque : Le choix du type des canalisations est déjà fait dans le chapitre précédent « chapitre 6 »

VII -2-2- Joints

VII -2-2-1-Assemblage des conduites en PVC

Les joints d'étanchéité sont déposés dans l'emboîture femelle du tube. Lorsqu'on introduit le bout mâle du tube dans l'emboîture, il y aura compression du joint ce qui va assurer l'étanchéité de la canalisation. Mais il faut veiller que le bout mâle soit complètement introduit dans l'emboîture femelle.

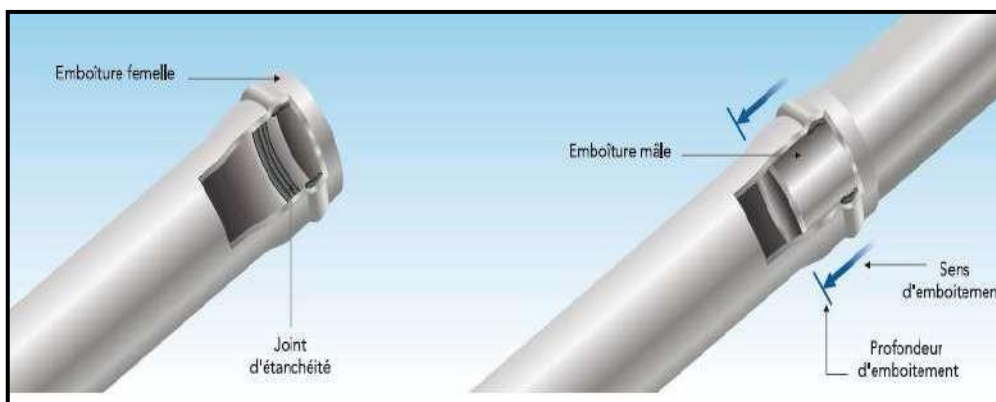


Figure VII-1 : Assemblage des tubes en PVC

VII -2-2-1-Assemblage des conduites en PEHD:**a) Jonction par joint:**

Dans cette jonction on utilise un joint spécifique ; qui est installé dans l'extrémité femelle des tubes ou accessoires. Cette méthode ne peut être disjointe. Les extrémités du tube doivent avoir une rigidité minimale dans les emboitements conformément à la norme PR EN 13476 et doit résister au test PR EN 1277 et EN 1053.

b) Soudage par électrosoudage

Le raccord en PE est muni d'un bobinage électrique intégré lors de la fabrication, qui une fois chauffés à l'aide d'un appareil de soudure on obtient deux tubes solidement soudés



Figure VII-2 : Electro-fusion intégrée des tubes en PEHD

VII -2-2-3- Les joints des conduites en béton armé

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

a) Joint type Rocla

C'est des joints à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis. Le jeu de 1cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres. Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées.

b) Joint à demi emboîtement

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

c) Joint torique

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

d) Joint à collet

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

e) Joint plastique

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

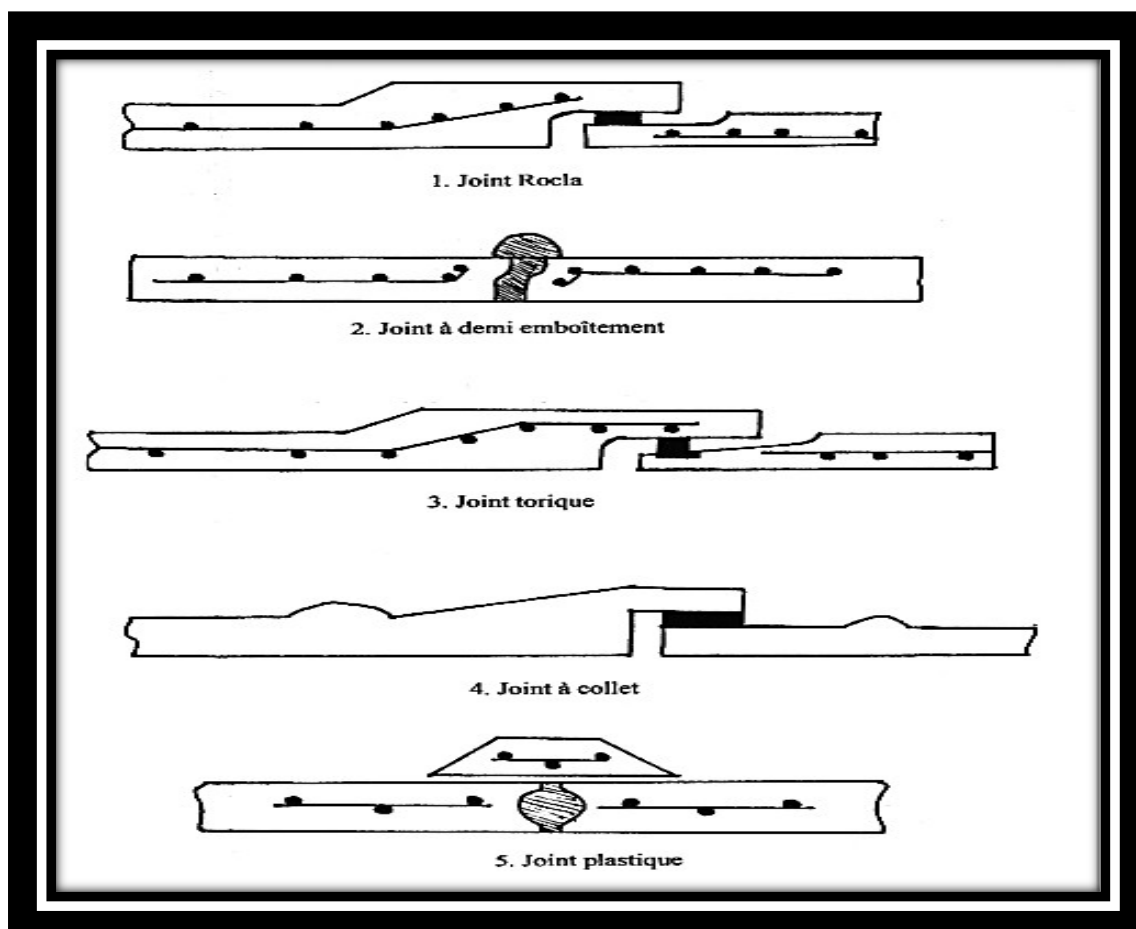


Figure VII-3: Divers joints sur tuyau en béton

VII -3-Différentes actions supportées par la conduite

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

VII -3-1- Actions mécaniques

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

VII -3-2- Action statique

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

VII -3-3-Action chimique

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

VII -4- Protection des conduites

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

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

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H_2S .
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec

un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).

- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

VII -5-Contrôle de qualité des conduites

VII -5-1- Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion. Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

VII-5-2- Essai à l'écrasement

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

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts.

Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

VII-5-3- Essai 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.
 - L'essai à l'eau effectué pendant 30mn 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 0,5bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII-5-4-Essai à la corrosion

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents

acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VII-6-Ouvrages annexes

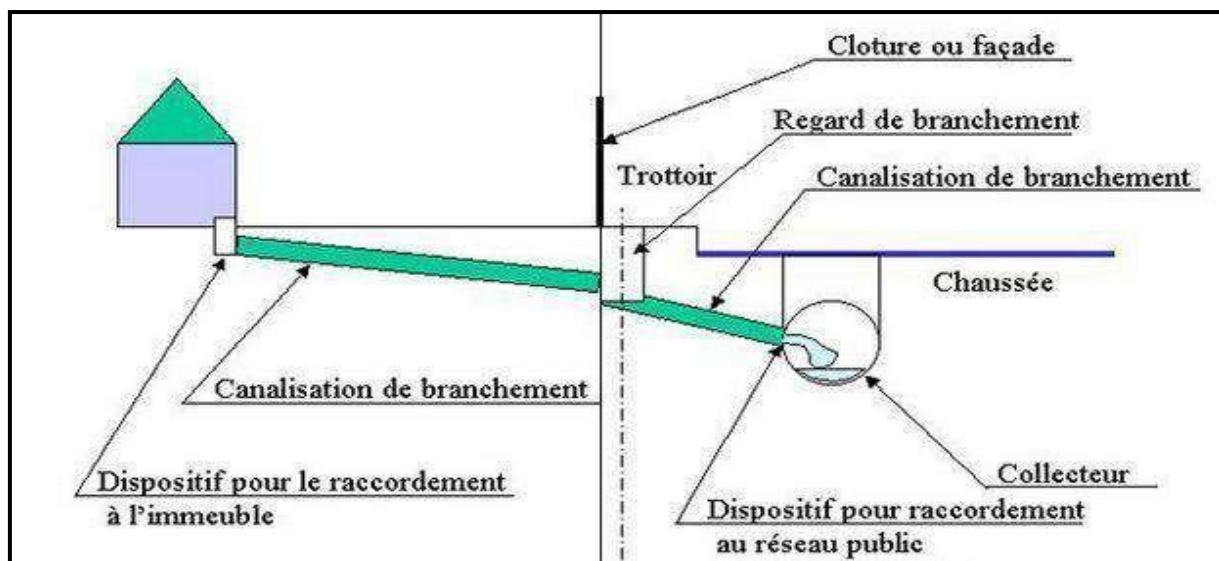
Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau. Les ouvrages annexes comprennent:

- Les branchements;
- Les bouches d'égout;
- Les regards;
- Les déversoirs d'orage...etc

VII-6-1- Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique, reliant le réseau vertical d'eau usée et pluviale des immeubles à cette dernière. Le raccordement du côté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné ne général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.

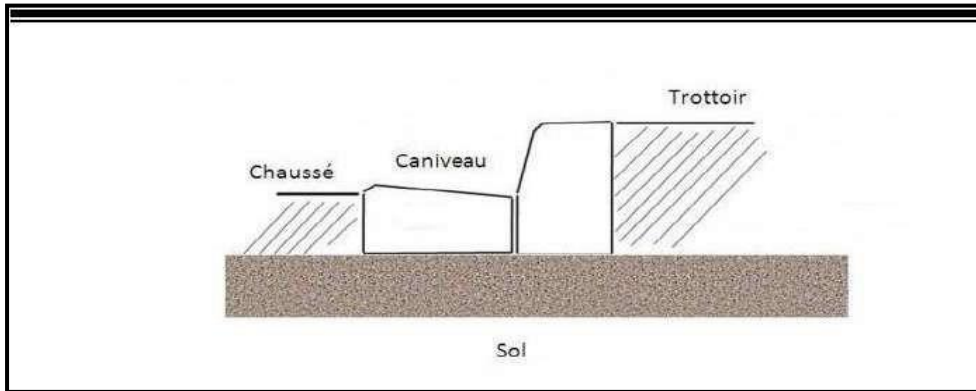


Source : www.sell43.fr (15/06/2017)

Figure VII-4 : Schéma représentatif des branchements

VII-6-2- Caniveaux

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'à des bouches d'égout les eaux de la voirie.

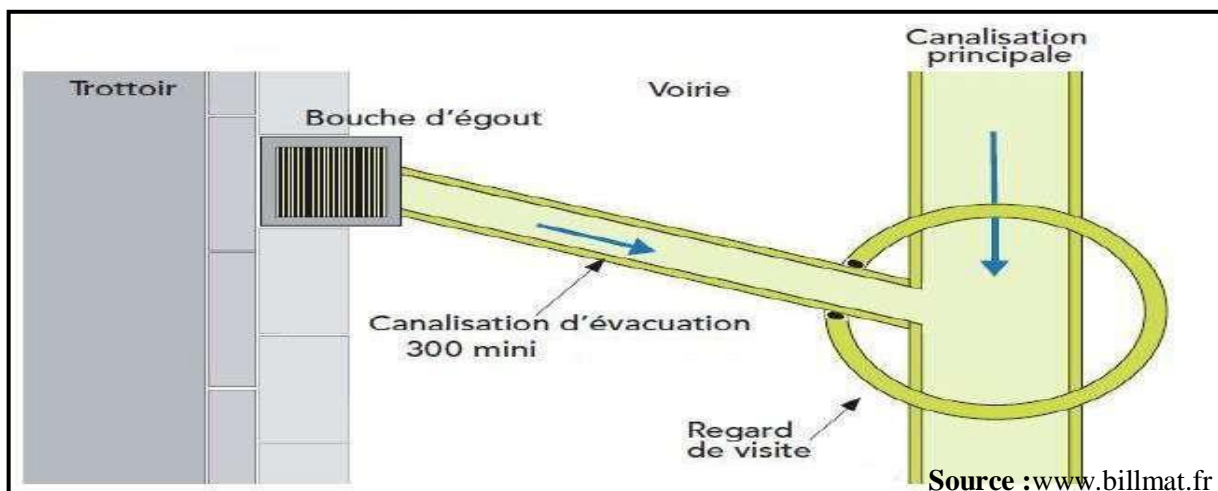


Source : www.billmat.fr .

Figure VII-5-Schéma représentatif des Caniveaux

VII-6-3- Les bouches d'égout

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont normalement établies aux points bas des caniveaux correspond généralement à une jonction de rues, La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.



Source : www.billmat.fr

Figure VII-6:Emplacement d'une bouche d'égout.

VII-6-3-1-Bouches à accès latéral (avaloirs)

L'introduction de l'eau s'effectue par une ouverture dite avaloir. La bouche, du type sans décantation, n'offre donc aucun obstacle à la pénétration des résidus dans le réseau. Sauf cas particuliers, et surtout si le réseau risque de ne pas être entretenu d'une manière suivie, il sera préférable d'utiliser les bouches avec décantation (12)

VII-6-3-2-Bouches à accès sur le dessus (bouches à grilles)

Les bouches à accès sur le dessus sont constituées par des grilles de caniveau. Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs. Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Ceux-ci sont d'autant plus indispensables que le sol environnant est recouvert de sable ou de gravillons. (12)

VII-6-4-Les regards

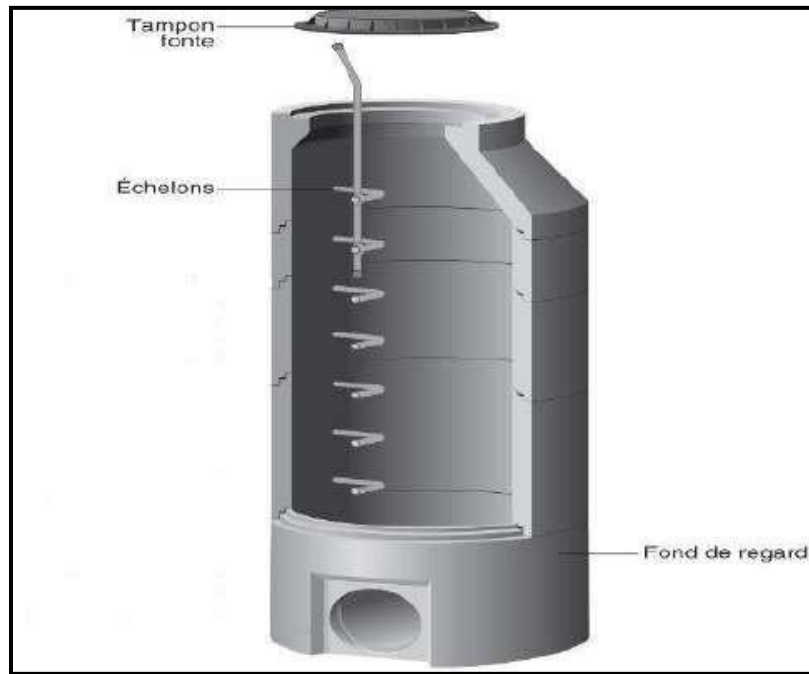
Les regards d'assainissement se présentent sous une forme cylindrique, cubique, parallélépipédique, etc. ils sont fabriqués à partir de nombreux matériaux de fabrication tels que le béton, l'acier, l'aluminium, la fonte, les polymères... Leur rôle est de permettre l'accès aux collecteurs pour les ouvrages visitables, le débouage, le nettoyage des collecteurs, et l'aération des collecteurs.

La fonction doit respecter la forme du canal. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. Un regard doit être installé sur les canalisations:

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

VII-6-4-1-Types des regards

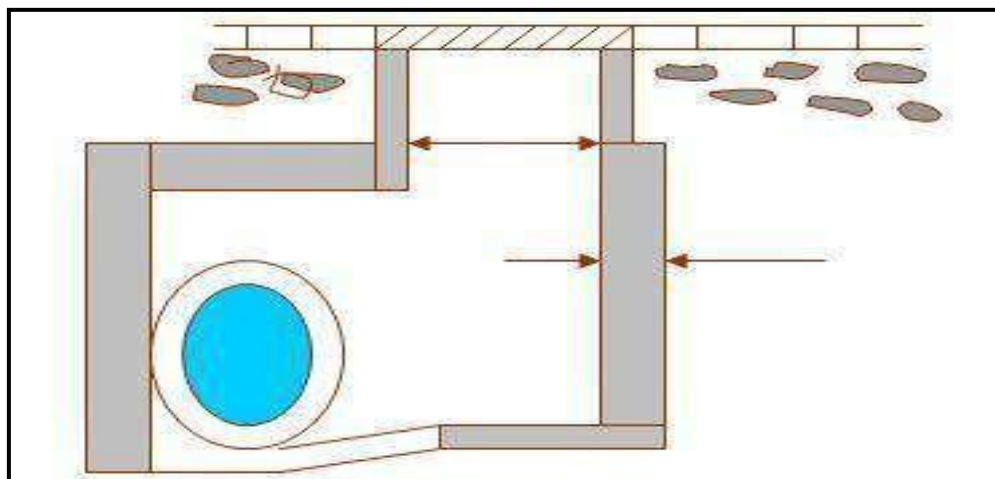
- **Regard de visite** : Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulière des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières;



Source: notech.franceserv.com .

Figure VII-7:Exemple d'un regard de visite.

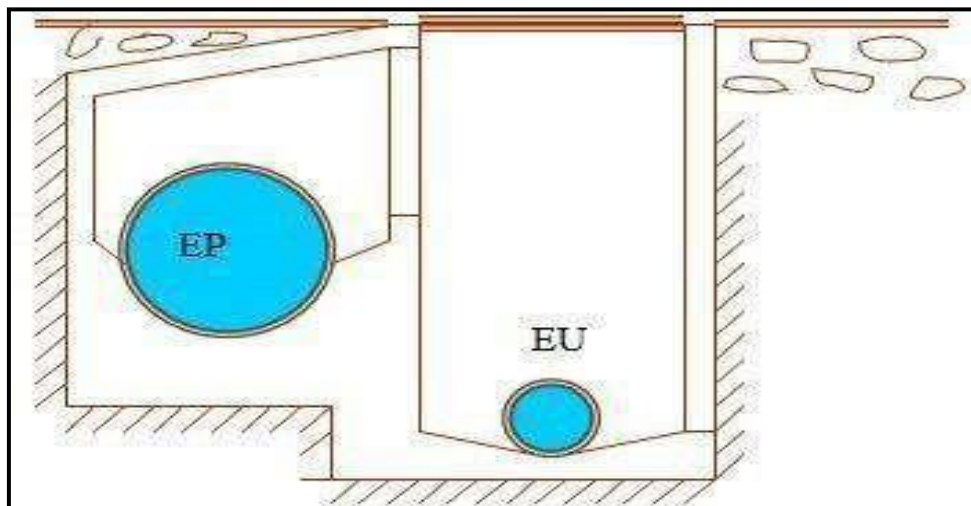
- **Regard latéral**: en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important;



Source : www.alberdibeton.f

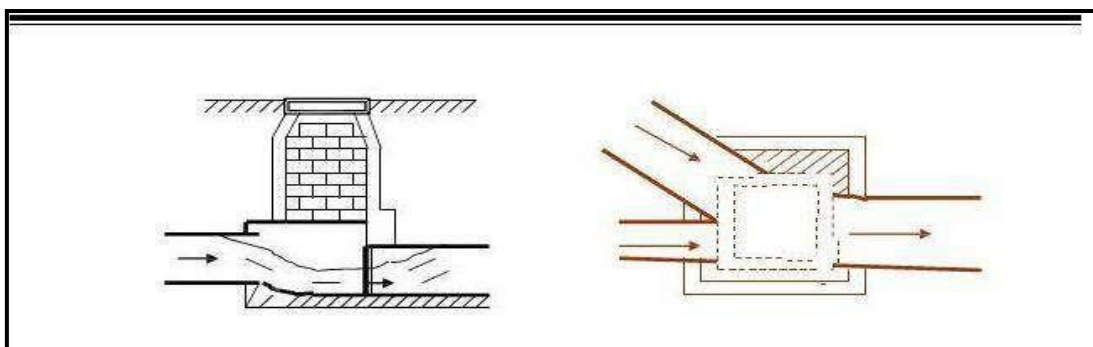
FigureVII-8-Exemple d'un regard latéral.

- **Regard double:** Dans certaines agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux de différentes natures, il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations.



Figures VII-9 - Exemple d'un regard double.

- **Regard de jonction :** Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différente section, ils sont construits de telle manière à avoir:
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard);
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs;
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec;
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.



Figures VII-10-Regard de jonction.

➤ **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.

La distance entre deux regards est variable :

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

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

VII-6-5-Les déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les points de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Quelque soit le type d'ouvrage, un déversoir assure les fonctions suivantes :

- évacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec
- évacuer 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 de 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 d'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 vannage). (14)

Emplacement des déversoirs d'orage

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

On distingue plusieurs types de déversoirs :

➤ **Déversoirs à seuil latéral :**

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à L'écoulement.

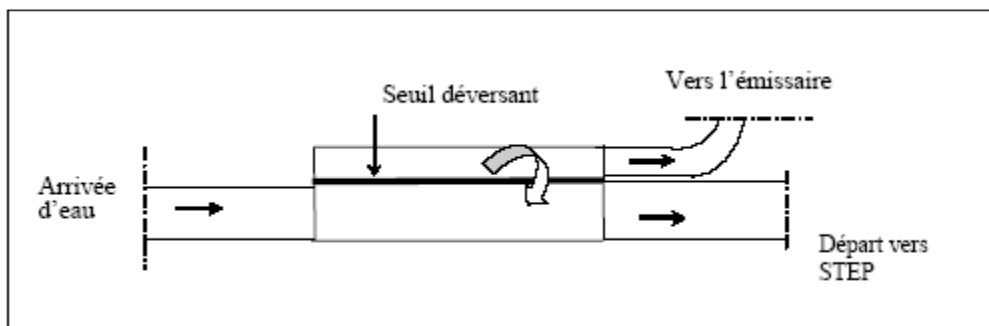


Figure VII-11: Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

➤ **Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :**

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

➤ **Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre :**

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un Écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

➤ **Déversoirs à seuil frontal :**

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

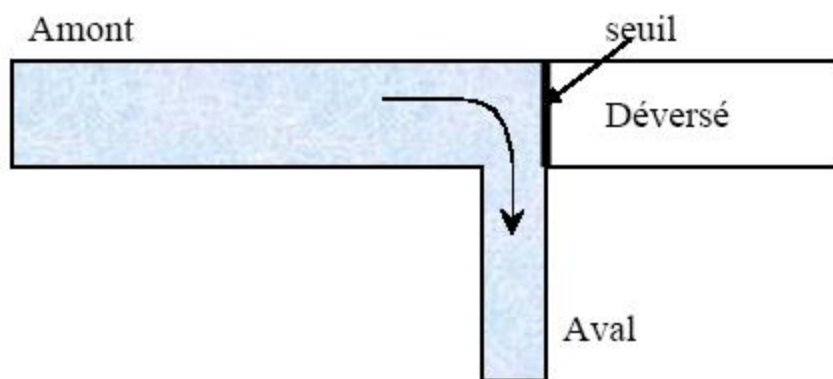


Figure VII-12: Déversoir frontal

➤ **Déversoirs à seuil double :**

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus

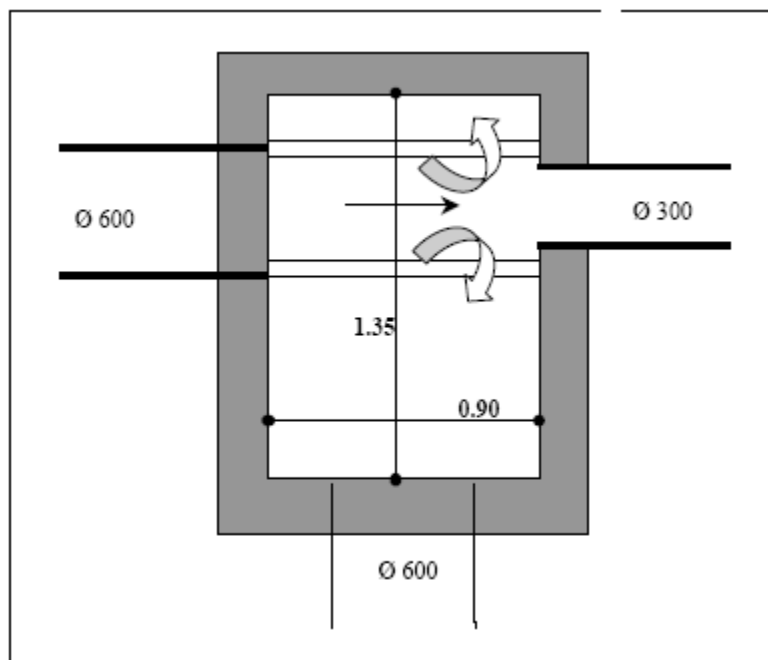


Figure VII-13- Déversoir à seuil double

➤ **Déversoir d'orage à ouverture du fond :**

Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

VII-7 : Dimensionnement des ouvrages annexes :

❖ **Déversoir d'orage de type latéral a seuil doubles :**

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par le choix du débit de référence et du débit amont maximal en fonction des objectifs de protection du milieu naturel, de la ville contre l'inondation ..., que doivent être assurés par les réseaux d'assainissement.

Au débit de référence, on dimensionne la géométrie de l'ouvrage de telle sorte qu'il n'y ait pas de déversement. Ce calcul se fait en fonction des pentes et des formes des sections des canalisations en amont, en aval et au niveau du déversoir .Dans le cas des déversoirs à seuil,

On dimensionne la hauteur de crête.

Le calcul :

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1500 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 4,0156 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4,549 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de point usé : $Q_{US} = 0,0551$
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{ST} = 3 Q_{US} = 0,1653 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ **Calcul du coefficient de retardement**

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \tag{VII-1}$$

$t_c =$ temps de concentration (mn) $t_c = 15 \text{ mn}$

Donc $Z = 0.85$

✓ **Calcul du débit pluvial critique:**

$$Q_{cr} = Z * Q_{tot} \tag{VII-2}$$

$$Q_{cr} = 0.85 * 4,0156 = 3,41326 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ **Calcul de la hauteur d'eau critique :**

- Pour calculer la hauteur critique on doit passer au calcul de :

$$\bullet \quad R_Q = \frac{Q_{CR}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{cr}}{De}$$

- $R_Q = 0.75$ et $R_h = 0.645$
- $H_{CR} = De \cdot R_h = 1500.0, 645 = 967,5 \text{ mm}$
- $H_{CR} = 967,5 \text{ mm}$

✓ **Calcul de la hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration**

- Débit rejeté vers l'oued: $Q_R = Q_{CR} - Q_{ST} = 3,248 \text{ m}^3/\text{s}$
- Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$\bullet \quad R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{De}$$

- $R_Q = 0.036$ et $R_h = 0.129$
- $H_{st} = De \cdot R_h = 1500.0, 129 = 193.5 \text{ mm}$
- $H_{ST} = 193.5 \text{ mm}$

✓ **Hauteur de la lame déversée :**

$$H_d = H_{CR} - H_{ST} = 967,5 - 193,5 = 774 \text{ mm}$$

Hcr: hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

Hst : hauteur de remplissage dans la conduite aval (mm)

✓ **Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad \text{(VII-3)}$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversée qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversée) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2.g)^{0,5} (H_d/2)^{1,5}}$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{3,248}{0,6(2.9,81)^{0,5} (0,774/2)^{1,5}} = 7,61m$$

On prend : $L = 7,61 \text{ m}$

Déversoir a seuil double $l=L/2=3,81m$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons utilisés des caniveaux, bouches d'égout et des avaloirs

Pour collecter les eaux de pluie pour lutter contre les inondations.

Pour faciliter les Operations de curage et assurer un meilleur fonctionnement de notre réseau

Nous avons procédé à l'implantation et au dimensionnements des divers éléments constitutifs du réseau d'égout à savoir :

- un déversoir d'orage de type latéral a seuil double placé au niveau de tronçon R157-R158.
- des regards de chute, de visite ainsi que ceux de jonctions mis tous le long des collecteurs constituant notre réseau.

Chapitre VIII

Organisation de chantier

VIII-1-Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural. Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VIII-1 : Les informations sur les réseaux publics existants :

Le sous - sol des voiries reçoit l'ensemble des canalisations et réseaux qui concernent : l'eau potable, les égouts, électricité, gaz et télécommunications.

Devant cette situation, avant de faire la pose de nos conduites, il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

VIII-2 : Exécution des travaux :

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

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

VIII-2-1 : Vérification, manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut ;

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VIII-2-2 : Décapage de la couche végétale

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

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

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VIII-2-3 : Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

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

VIII-2-4-L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

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

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

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au-dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;

- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

➤ **Pour les collecteurs en terrain naturel.**

a) Profondeur de la tranchée

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

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

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \dots\dots\dots \text{(VIII - 3)}$$

Avec :
 B : Largeur de la fouille au fond.
 D : Diamètre de la conduite.
 c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m)

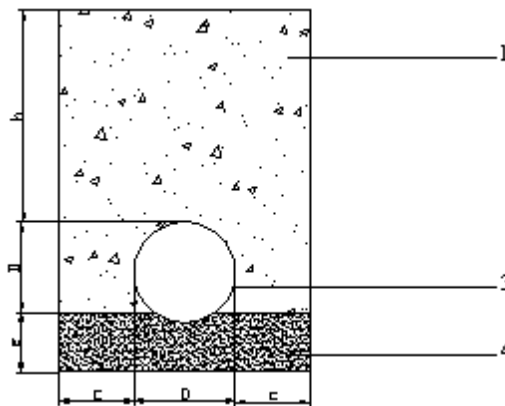


Figure N°VIII.1 : coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

- 1-Remblai
- 3-Conduite
- 4-Lit de sable

VIII-2-5- Aménagement du lit de pose:

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

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

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,

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

VIII-2-6- Mise en place des conduites :

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

VIII-2-7 Assemblage des conduites :

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

VIII-2-8—Essais sur les joints et les canalisations

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

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

VIII-2-9- Exécution des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. 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.

Le radier en béton comporte une cunette de hauteur au moins égale au rayon de la canalisation et deux plages inclinées à 10%. En aucun point l'épaisseur du béton ne doit être inférieure à 8 cm.

Si une canalisation de branchement ou de bouche d'égout est raccordée sur la canalisation principale à la base du regard, les dispositions suivantes sont à respecter :

- L'angle de raccordement doit être au maximum de $67^{\circ}30$.
- Le niveau de la génératrice inférieure du branchement doit être supérieure à 0,10 m au moins à celui de la canalisation principale.
- La canalisation de branchement doit être encastrée dans le radier, la continuité de la banquette ou de la plage citée ci-dessus étant assurée par une grille ou une dalle.

La cheminée verticale peut être en maçonnerie de moellons ou en béton armé. Dans le cas du béton armé, l'épaisseur minimale est de 8 cm. La section des cheminées peut être circulaire ou carrée.

Le coté du carré ou le diamètre du cercle ne doivent pas inférieurs à 0,90 m. Cette dimension minimale étant portée à 1,0 m si les échelons de descente font saillies sur le gabarit de l'ouvrage. Si nécessaire, une hotte conique ou pyramidale permet de raccorder la cheminée à la dalle supérieure.

Les échelons réalisés en acier Tor DN 20 mm, doivent avoir une longueur de 0,35 m et être espacé de 0,30 m d'axe en axe.

Dans chaque cheminée de regard, une série d'échelons percés doivent permettre la mise en place de la crosse mobile de sortie, laquelle doit comporter un renflement empêchant de l'enlever. Les regards sur les canalisations pourront ne pas être systématiquement pourvus d'échelons, lorsque leur profondeur est inférieure à 5,0 m, il est cependant recommandé d'en équiper un regard sur deux.

La dalle supérieure en béton armé, dont l'épaisseur minimale doit être de 0,12 m si elle est sous trottoir, et de 0,15 m si elle est sous chaussée, comporte une feuillure destinée à supporter les dispositifs de fermeture. Ce dispositif doit être capable de résister à la rupture, à des charges centrées de 30000 daN sous chaussée, ou dans les zones accessibles aux véhicules, 10000 daN sous trottoir.

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

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

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;

- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

Les boîtes de branchement :

Les boîtes de branchement seront dressées avec grille. Les branchements particuliers doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement. Ils seront exécutés en tronçon aussi rectiligne que possible, de pente égale au minimum à 3%. Le diamètre de la canalisation doit être inférieur à celui de la canalisation publique.

Les canalisations de branchement seront de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

VIII-2-10-Exécution des déversoirs d'orage :

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux. Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

VIII-2-11-Remblaiement et compactage de la tranchée :

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

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectué sur une hauteur minimale de 30 cm au dessus de la génératrice supérieure, étant entendu que le compactage jusqu'à 75 cm doit être effectué par damage manuel, afin d'en minimiser ses effets dynamiques.

Si la mise en œuvre d'engin de compactages lourds ou vibrants est envisagée pour les Remblais supérieurs, il importe d'augmenter cette hauteur minimum et, dans tous les cas, de

ne jamais accepter sans aucune précaution particulière l'utilisation de ces engins avec des hauteurs de recouvrement inférieur au mètre.

Cependant pour le remblai supérieur, la nature des matériaux à utiliser pour le corps du remblai et le degré de compactage dépendent essentiellement des conditions finales à atteindre au niveau de la surface du sol ; le tassement des remblais, susceptible de nuire à la bonne tenue du terrain naturel reconstitué ou du revêtement de chaussée, doit être évité dans toute la mesure du possible.

Remarque : Lors du compactage il faut appliquer une force qui n'excède pas à la charge maximale que peut supporter la canalisation

VIII-3-Détermination des différents volumes (13)

- **Volume de la couche de terre végétale**

Formule (VIII-1)

- **Volume des déblais des tranchées**

$$V_{déb} = B.L.H \quad (VIII-5)$$

$V_{déb}$: Volume des déblais des tranchées (m³) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m) ;

H : Profondeur de la tranchée (m).

- **Volume du lit du sable**

$$V_{ls} = e.L.B \quad (VIII-6)$$

V_{ls} : Volume du lit du sable (m³) ;

e : Epaisseur de la couche de sable (m)

- **Volume occupé par les conduites**

$$V_{cdt} = L \cdot \pi \cdot D^2/4 \quad (VIII-7)$$

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

- **Volume du remblai**

$$V_r = V_{déb} - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (VIII-8)$$

V_r : Volume du remblai (m³).

- **Volume excédentaire**

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad \text{(VIII-9)}$$

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

V_f : Volume du sol foisonné (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} \cdot K_f \quad \text{(VIII-10)}$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Le tableau suivant représente les valeurs de Coefficient de foisonnement pour quelques types du sol

Tableau VIII-1: Coefficient de foisonnement

Type de sol	K _f
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad \text{(VIII-9)}$$

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

V_f : Volume du sol foisonné (m3).

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f \quad \text{(VIII-10)}$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Le tableau suivant représente les valeurs de Coefficient de foisonnement pour quelques types du sol

Tableau VIII-1: Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

Pour notre cas on a : $K_f = 1,25$.

Les volumes sont représentés dans le tableau VIII-2

Tableau VII.2: Volumes des travaux de notre projet

$V_{\text{déb}} (m^3)$	$V_{\text{ls}} (m^3)$	$V_{\text{cv}} (m^3)$	$V_{\text{cdt}} (m^3)$	$V_{\text{r}} (m^3)$	$V_{\text{exc}} (m^3)$
12073	604	604	2496	8371	6721

VIII-4-Estimation du devis quantitatif et estimatif du projet

Le cout total de ce projet est détaillé dans le tableau suivant

Tableau VIII-3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Designation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
	Décapage de la tranchée	M ³	12073	300	3621900
	Pose du lit de sable	M ³	604	2000	1208000
	Remblai de la tranchée	M ³	8371	200	1674200
	Evacuation des déblais	M ³	6721	450	3024450
	DN 400	Ml	1602	5500,00	8811000
	DN 500	Ml	951	6500,00	6181500
	DN 630	Ml	583	9000,00	5247000
	DN 800	Ml	543	5642.00	3063606
	DN 1000	Ml	551	9248.00	5095648
	DN 1200	Ml	245	13104.00	3210480
	DN 1500	Ml	289	18819.00	5438691
	regards de visite (1.3*1.3)				
	h<1.5m	U	10	45 000,00	450000
	h=[1.5-2.0]	U	12	52 000.00	624000

N°	Designation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
	h=[2.6-3.0]	U	4	65 000.00	260000
	regards de visites (1.5*1.5)				
	h=[1.5-2.0]	U	21	80 000.00	1680000
	h=[2.0-2.5]	U	10	1 00 000.00	1000000
	h=[2.6-3.0]	U	8	110000.00	880000
	h=[3.0-3.5]	U	8	120000.00	960000
	regards de visite (1.7*1.7)				
	h<1.5m	U	9	90000.00	8100000
	h=[1.5-2.0]	U	11	105000.00	1155000
	h=[2.0-2.5]	U	10	115000.00	1150000
	h=[2.6-3.0]	U	5	120000.00	600000
	h=[3.0-3.5]	U	9	130000.00	1170000
	regards de visite (2*2)				
	h=[1.5-2.0]	U	20	125000.00	2500000
	h=[2.0-2.5]	U	9	135000.00	1215000
	h=[2.6-3.0]	U	6	145000.00	870000
	h=[3.0-3.5]	U	7	155000.00	1085000
	Déversoir latéral	U	1	3000000.00	3000000.00
	Des bouches d'égouts	U	183	60000.00	10980000
	THT				84255475.00
	TVA 19%				16008540.00
	TTC				68246935.00

VIII-5-Planification des travaux (14)

Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- a. Etablissement d'une liste des tâches.

- b. Détermination des tâches antérieures.
- c. Construction des graphes partiels.
- d. Regroupement des graphes partiels.
- e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- f. Construction du réseau.

La méthode de calcul basée sur le réseau

La méthode du calcul utilisée dans notre projet est la méthode C.P.M (méthode du chemin critique), car les opérations se suivent.

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

- l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;
- adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

- **les paramètres de la méthode C.P.M**

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

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

Ou : $DFP = DCP + TR$ $DCPP = DFPP - TR$

$MT = DFPP - DFP + DCPP - DCPP$

- **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).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 00$$

$$DTR = \sum TR_{c.c}$$

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivants :

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

Tableau VIII-4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Operation	TR	Précède	Succeed
A	30	B	-
B	4	C	A
C	80	D, E,F,	B
D	20	G	C
E	30	G	C
F	34	G	C
G	20	H	D, E, F,
H	15	I	G
I	26	J	H
J	15	-	I

- ✓ Le calcul pour l'élaboration du réseau selon la méthode de CPM ainsi que les résultats sont présentés dans le tableau VIII-5.

Tableau VIII-5 : Détermination du chemin critique

Operation	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	4	30	34	30	34	0
C	80	34	114	34	114	0
D	20	114	134	128	148	14
E	30	114	144	118	148	4
F	34	114	148	114	148	0
G	20	148	168	148	168	0
H	15	168	183	168	183	0
I	26	183	209	183	209	0
J	15	209	224	209	224	0

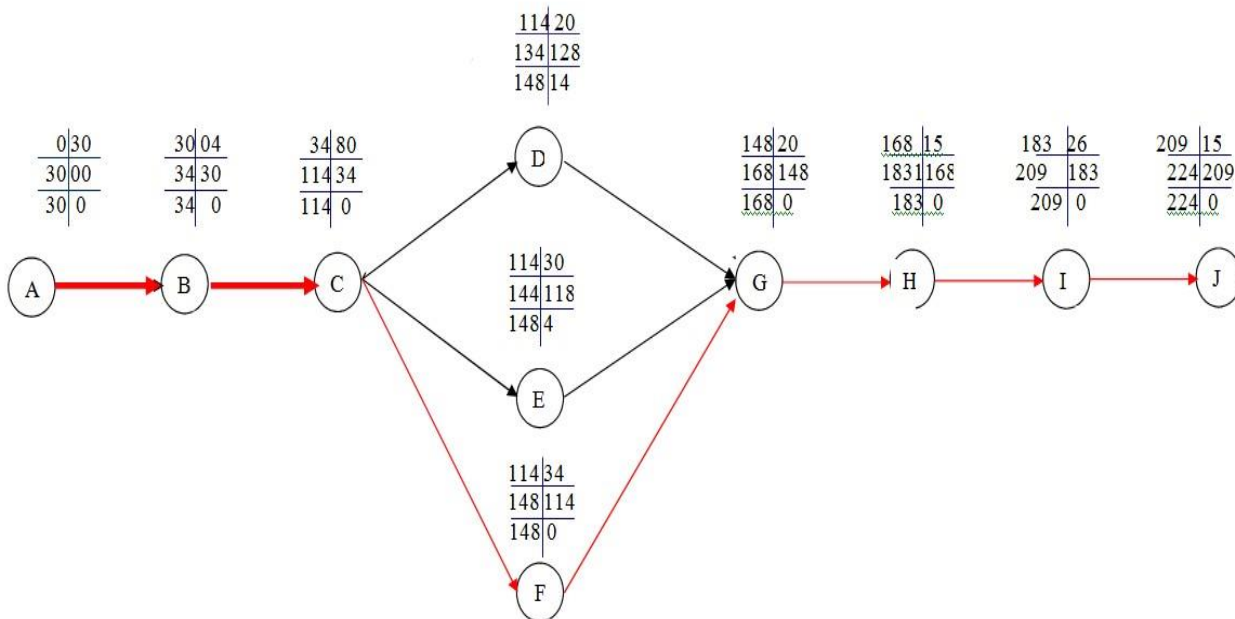
Détermination du chemin critique

Le chemin critique est le suivant: A-B-C-F-G-H-I-J

$$\sum TR_{CC} = 30+4+80+34+20+15+26+15=224$$

Donc les deux conditions sont satisfaites.

Réseau a nœuds :



VIII-6-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs (15):

VIII-6-1-Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII-6-2-Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'aménagement, le risque de produire un accident est éventuel soit dans la phase des travaux de terrassement ou dans la réalisation des travaux de bétonnage.

VIII-7-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents (16)

VIII-7-1- Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.).

VIII-7-2- Protection collective

- **Equipement de mise en œuvre du béton**

L'entrepreneur ou bien le chef chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

- **Engin de levage**

La grue, pipe layé et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la possède travail où la sécurité n'admet pas moindre négligence, alors le technicien

Responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

• **Appareillage électrique**

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Autres protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

Conclusion

D'après ce chapitre, nous pouvons conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier ainsi qu'elle définit tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier. Egalement on a pu estimer le coût total du projet (68,2 million DA) ainsi que leur temps de réalisation. D'autre part on aborde les points essentiels de la protection et la sécurité du travail.

Conclusion générale

ville de Sidi Rached reconnaît un problème d'inondation au milieu de la ville à cause de dysfonctionnement du réseau c'est ce que nous a amené à protéger une nouvelle variante du réseau d'assainissement de type unitaire qui permet d'évacuer tous les eaux usées et pluviales dans les conditions favorables.

Les matériaux des collecteurs utilisés sont le PVC (diamètre [400mm ; 630mm]) et le béton (diamètre [800mm ; 1500mm])

Ajoutant à cela nous avons équipé les routes par des avaloirs transversaux et des bouches d'égouts chaque 50 m ces bouches collectent les eaux vers les collecteurs d'assainissement.

Bibliographie

1. *Le Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la ville de Sidi Rached 2009.* .
2. *FREDDY VINET. Le risque d'inondation diagnostique et gestion. France (Paris), Juin 2010,*
3. *BRUNO Ledoux. La gestion du risque inondation. Edition Lavoisier Paris, 2006,.*
4. *DEFRANCE B., 2009, Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRNI) Brévenne –Turdine », Compte-Rendu de la 1ère réunion publique le 1er octobre 2009 à Tarare.*
5. *BLIN PIERRICK., 2001, Développement d'une nouvelle méthode de cartographie du risque unitaire d'inondation (crue) pour des résidences-Université du Québec.*
6. *BARROCA B., 2006, Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain, Thèse de Doctorat en hydraulique, Université de Marne-La-Vallée.*
7. *Touaïbia.B, (2004), « Manuel pratique d'hydrologie », Blida .*
8. *Satin.M et Selmi.S, (2000), «Guide Technique d'Assainissement», édition Le Moniteur, .*
9. *«Ouvrage d'assainissement en béton», tome1, collection technique CIM-BETON, Octobre*
10. *SALAH .B (2017) << polycopé d'assainissement >>.*
11. *Gomella.C et Guerree.S, (1986), « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines.*
12. *MARC. S ET BECHIR. S 1990 « Guide technique de l'assainissement 3ème édition ». Le Moniteur Editions ; Paris. France .*
13. *Zaïbak.I. 2013, (Cours organisation de chantier 3ème année), école nationale supérieure de.*
14. *BENLAOUKLI.B (2018) (cours management de projet) .*
15. *. NSELIN A., GUIZARD B., MAURER C. Paris,1999, Inventaire et analyse des politiques .*
16. *KOEBELÉ.F L'intégration des cours d'eau dans le paysage et leur protection par des matériaux naturels. Compte rendu, .*

Annexes

Annexe n° 1: table de KHI 2 de Pearson

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté ν .
Exemple : avec $\nu = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
ν									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

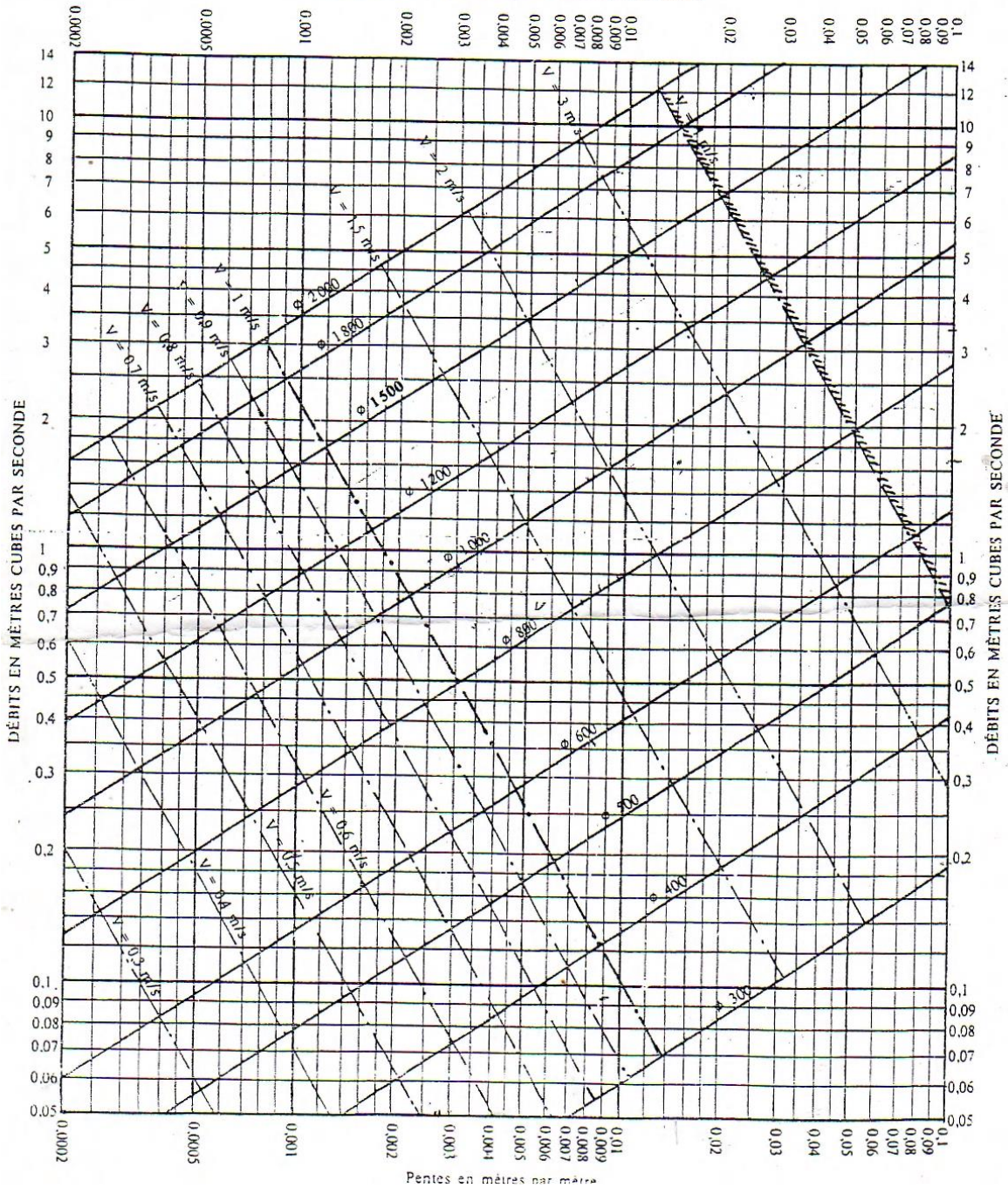


Figure N° 1: Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et

de la pente (D'après la formule de Bazin)

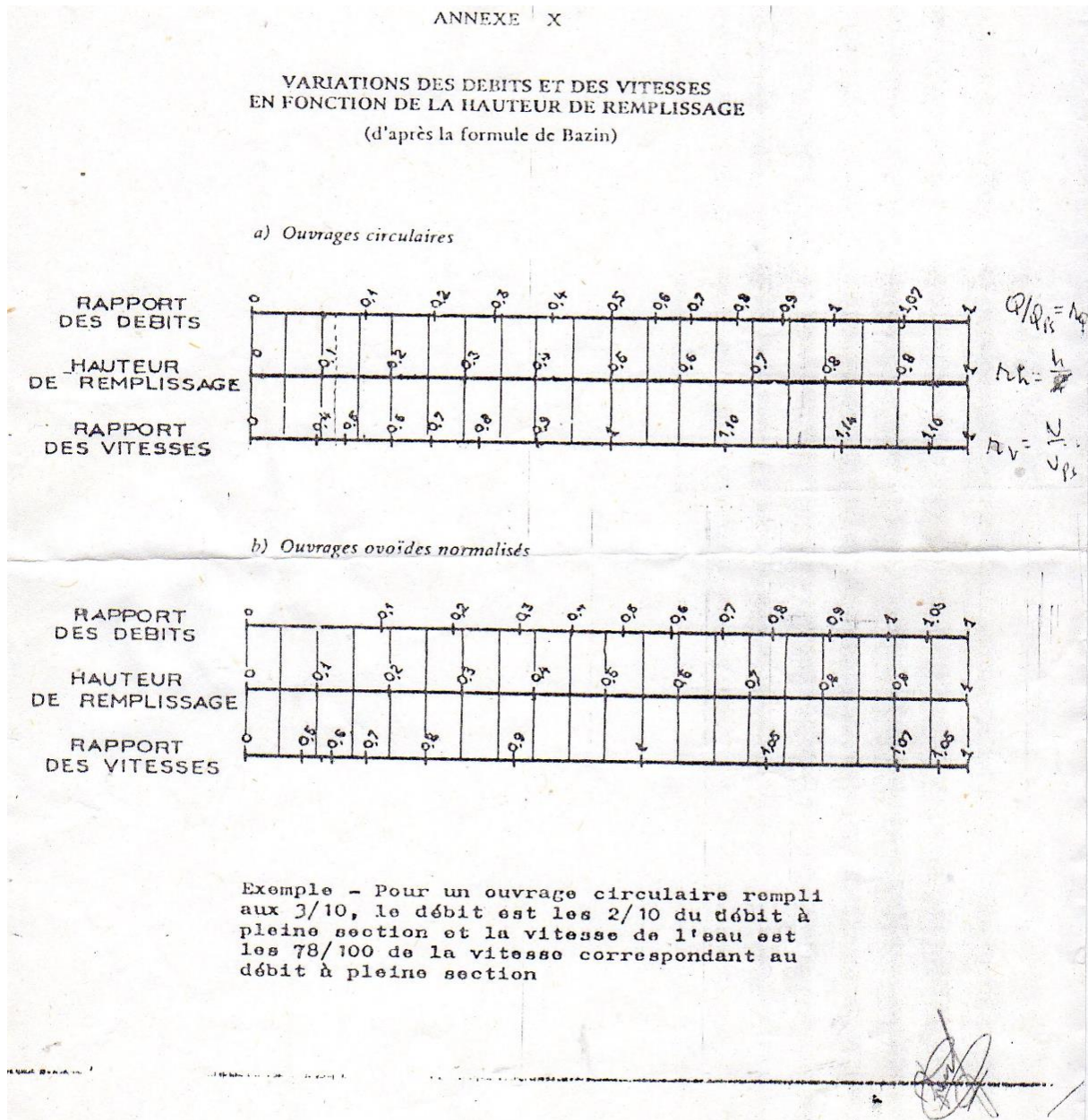


Figure N° 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

Tableau VI-2 : dimensionnement du réseau.

A	Rav	Ctn am(m)	Pr reg am	Ctn av(m)	Pr reg aval	Dist (m)	ks	Q usé	Q pluvial	I (m/m)	Qt	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	(r)
Dimensionnement de collecteur de sous bassin															
N1	N2	72,776	2,374	70,90	1,50	25,000	100	0,00063	0,03998	4,00%	0,041	151	400	4,309	0
N2	N3	70,901	2,012	69,39	1,50	25,000	100	0,00126	0,07997	4,00%	0,081	196	400	4,309	0
N3	N4	69,390	2,031	67,86	1,50	25,000	100	0,00189	0,11995	4,00%	0,122	229	400	4,309	0
N4	N5	67,859	2,094	66,26	1,50	25,000	100	0,00252	0,15994	4,00%	0,162	255	400	4,309	0
N5	N6	66,264	2,259	64,51	1,50	25,000	100	0,00315	0,19992	4,00%	0,203	277	400	4,309	0
N6	N7	64,505	2,133	62,87	1,50	25,000	100	0,00378	0,23991	4,00%	0,244	297	400	4,309	0
N7	N8	62,872	1,982	61,39	1,50	25,000	100	0,00442	0,27989	4,00%	0,284	314	400	4,309	0
N8	N9	61,390	1,500	60,44	1,57	25,000	100	0,00505	0,31988	4,08%	0,325	329	400	4,354	0
N9	N10	60,442	1,574	59,71	1,50	16,505	100	0,00568	0,35986	4,00%	0,366	345	400	4,309	0
N10	N11	59,708	1,500	60,37	2,38	43,404	100	0,00631	0,39985	0,50%	0,406	530	630	2,062	0
N11	N12	60,367	2,375	60,42	2,54	22,683	100	0,00694	0,43983	0,50%	0,447	550	630	2,062	0
N12	N13	60,417	2,539	60,28	2,53	25,000	100	0,00757	0,47982	0,50%	0,487	568	630	2,062	0
N13	N14	60,281	2,528	59,902	2,298	29,946	100	0,00820	0,51980	0,50%	0,528	585	630	2,062	0
Dimensionnement de collecteur de sous bass															
N15	N16	105,583	1,878	104,647	1,500	13,957	100	0,000358	0,02356842	4,00%	0,024	124	400	4,309	0
N16	N17	104,647	2,658	102,292	1,500	29,918	100	0,000716	0,04713684	4,00%	0,048	161	400	4,309	0
N17	N18	102,292	2,033	101,242	1,500	12,910	100	0,001074	0,07070526	4,00%	0,072	187	400	4,309	0
N18	N19	101,242	2,772	99,067	1,500	22,576	100	0,001432	0,09427368	4,00%	0,096	209	400	4,309	0
N19	N19- 1	99,067	3,660	96,106	1,500	20,017	100	0,001789	0,11784211	4,00%	0,120	227	400	4,309	0
N19- 1	N20	96,106	3,566	93,240	1,500	20,017	100	0,002147	0,14141053	4,00%	0,144	243	400	4,309	0

N20	N20-1	93,240	3,161	90,808	1,500	19,257	100	0,002505	0,16497895	4,00%	0,167	258	400	4,309	0
N20-1	N21	90,808	3,355	88,183	1,500	19,257	100	0,002863	0,18854737	4,00%	0,191	271	400	4,309	0
N21	N22	88,183	4,183	84,004	1,500	37,405	100	0,003221	0,21211579	4,00%	0,215	283	400	4,309	0
N22	N23	84,004	3,645	80,113	1,500	43,658	100	0,003579	0,23568421	4,00%	0,239	294	400	4,309	0
N23	N24	80,113	2,264	78,448	1,500	22,509	100	0,003937	0,25925263	4,00%	0,263	305	400	4,309	0
N24	N25	78,448	2,551	74,697	1,500	67,479	100	0,004295	0,28282105	4,00%	0,287	315	400	4,309	0
N25	N26	74,697	1,821	73,376	1,500	25,000	100	0,004653	0,30638947	4,00%	0,311	325	400	4,309	0
N26	N27	73,376	1,500	72,718	1,517	25,000	100	0,005011	0,32995789	2,70%	0,335	360	400	3,540	0
N27	N28	72,718	1,517	72,406	1,505	25,000	100	0,005368	0,35352632	1,20%	0,359	430	500	2,739	0
N28	N29	72,406	1,505	72,058	1,507	25,000	100	0,005726	0,37709474	1,40%	0,383	428	500	2,958	0
N29	N30	72,058	1,507	71,846	1,595	25,000	100	0,006084	0,40066316	1,20%	0,407	450	500	2,739	0
N30	N31	71,846	1,595	72,266	2,165	30,000	100	0,006442	0,42423158	0,50%	0,431	542	630	2,062	0
N31	N32	72,266	2,165	72,023	1,970	10,167	100	0,0068	0,4478	0,47%	0,455	561	630	1,989	0
Dimensionnement de collecteur de sous bassin															
N32	N33	72,023	3,169	69,450	1,590	25,000	100	0,007037	0,46623684	3,98%	0,473	381	630	5,818	1
N33	N34	69,450	1,860	68,511	1,595	16,842	100	0,007274	0,48467368	4,00%	0,492	386	630	5,833	1
N34	N35	68,511	1,595	67,558	1,617	25,000	100	0,007511	0,50311053	3,90%	0,511	393	630	5,760	1
N35	N36	67,558	1,617	66,584	1,620	25,000	100	0,007747	0,52154737	3,91%	0,529	398	630	5,767	1
N36	N37	66,584	1,996	65,183	1,590	25,000	100	0,007984	0,53998421	3,98%	0,548	402	630	5,818	1
N37	N38	65,183	1,648	64,698	1,590	10,798	100	0,008221	0,55842105	3,95%	0,567	408	630	5,799	1
N38	N39	64,698	2,823	62,182	1,590	32,185	100	0,008458	0,57685789	3,98%	0,585	412	630	5,822	1
N39	N40	62,182	3,037	59,185	1,590	38,886	100	0,008695	0,59529474	3,99%	0,604	417	630	5,824	1
N40	N41	59,185	1,722	57,849	1,590	30,195	100	0,008932	0,61373158	3,98%	0,623	422	630	5,821	1
N41	N42	57,849	1,847	56,185	1,595	35,325	100	0,009168	0,63216842	4,00%	0,641	426	630	5,833	1
N42	N43	56,185	1,595	55,703	1,614	25,000	100	0,009405	0,65060526	2,00%	0,660	491	630	4,124	1

N43	N44	55,703	1,614	55,498	1,609	25,000	100	0,009642	0,66904211	0,80%	0,679	589	630	2,609	0
N44	N45	55,498	1,609	55,531	1,767	25,000	70	0,009879	0,68747895	0,50%	0,697	742	800	1,693	0
N45	N46	55,531	1,767	55,759	2,120	25,000	70	0,010116	0,70591579	0,50%	0,716	750	800	1,693	0
N46	N47	55,759	2,120	55,893	2,331	15,475	70	0,010353	0,72435263	0,50%	0,735	757	800	1,693	0
N47	N48	55,893	2,331	54,821	1,609	50,000	70	0,010589	0,74278947	0,70%	0,753	718	800	2,003	1
N48	N49	54,821	1,609	54,785	1,823	50,000	70	0,010826	0,76122632	0,50%	0,772	771	800	1,693	0
N49	N50	54,785	1,823	54,781	2,069	50,000	70	0,011063	0,77966316	0,50%	0,791	778	800	1,693	0
N50	N51	54,781	2,069	54,640	2,136	41,712	70	0,0113	0,7981	0,50%	0,809	785	800	1,693	0

Dimensionnement de collecteur de sous bassin

N52	N53	97,497	1,500	97,010	1,525	25,000	100	0,000217	0,01745556	2,05%	0,018	126	400	3,084	0
N53	N54	97,010	1,525	97,323	1,964	25,000	100	0,000433	0,03491111	0,50%	0,035	212	400	1,523	0
N54	N55	97,323	1,964	97,144	1,909	25,000	100	0,00065	0,05236667	0,50%	0,053	247	400	1,523	0
N55	N56	97,144	1,909	97,262	2,152	25,000	100	0,000867	0,06982222	0,50%	0,071	275	400	1,523	0
N56	N57	97,262	2,152	97,106	2,080	17,000	100	0,001083	0,08727778	0,50%	0,088	300	400	1,516	0
N57	N58	97,106	3,509	94,192	1,590	25,000	100	0,0013	0,10473333	3,98%	0,106	217	400	4,298	0
N58	N59	94,192	3,980	90,807	1,590	25,000	100	0,001517	0,12218889	3,98%	0,124	230	400	4,298	0
N59	N60	90,807	3,073	88,329	1,590	25,000	100	0,001733	0,13964444	3,98%	0,141	242	400	4,298	0
N60	N61	88,329	2,587	86,599	1,590	18,441	100	0,00195	0,1571	3,97%	0,159	253	400	4,294	0
N61	N62	86,599	1,795	85,875	1,590	13,096	100	0,002167	0,17455556	3,96%	0,177	263	400	4,288	0
N62	N63	85,875	1,618	85,276	1,595	14,415	100	0,002383	0,19201111	4,00%	0,194	272	400	4,309	0
N63	N64	85,276	1,595	86,586	3,276	24,720	100	0,0026	0,20946667	1,50%	0,212	338	400	2,637	0
N64	N65	86,586	3,276	83,724	1,610	37,000	100	0,002817	0,22692222	3,23%	0,230	302	400	3,873	0
N65	N66	83,724	2,716	82,051	1,590	13,796	100	0,003033	0,24437778	3,96%	0,247	299	400	4,289	0
N66	N67	82,051	3,356	79,322	1,590	24,195	100	0,00325	0,26183333	3,98%	0,265	306	400	4,298	0
N67	N68	79,322	3,804	75,802	1,590	32,769	100	0,003467	0,27928889	3,98%	0,283	314	400	4,301	0

N68	N69	75,802	3,724	72,425	1,595	31,202	100	0,003683	0,29674444	4,00%	0,300	321	400	4,309	0
N69	N70	72,425	1,595	72,396	1,760	39,265	100	0,0039	0,3142	0,50%	0,318	485	500	1,760	0
Dimensionnement de collecteur de sous bassin															
N70	N71	72,396	2,423	70,792	1,590	19,371	100	0,00437	0,347895	3,97%	0,352	341	500	4,984	0
N71	N72	70,792	2,030	69,844	1,590	12,828	100	0,00484	0,38159	3,96%	0,386	353	500	4,976	0
N72	N73	69,844	2,872	67,466	1,590	27,506	100	0,00531	0,415285	3,98%	0,421	364	500	4,989	0
N73	N74	67,466	2,131	65,930	1,590	25,000	100	0,00578	0,44898	3,98%	0,455	375	500	4,987	0
N74	N75	65,930	2,489	64,036	1,590	25,000	100	0,00625	0,482675	3,98%	0,489	385	500	4,987	0
N75	N76	64,036	1,716	62,915	1,590	25,000	100	0,00672	0,51637	3,98%	0,523	395	500	4,987	0
N76	N77	62,915	2,190	61,320	1,590	25,000	100	0,00719	0,550065	3,98%	0,557	405	500	4,987	0
N77	N78	61,320	2,079	59,836	1,590	25,000	100	0,00766	0,58376	3,98%	0,591	414	500	4,987	0
N78	N79	59,836	1,745	58,686	1,595	25,000	100	0,00813	0,617455	4,00%	0,626	422	500	5,000	0
N79	N80	58,686	1,595	57,738	1,597	25,000	100	0,0086	0,65115	3,80%	0,660	435	500	4,873	0
N80	N81	57,738	1,597	57,041	1,600	25,000	100	0,00907	0,684845	2,80%	0,694	469	500	4,183	0
N81	N82	57,041	1,600	56,101	1,610	25,000	100	0,00954	0,71854	3,80%	0,728	451	500	4,873	0
N82	N83	56,101	1,610	55,612	1,597	25,000	100	0,01001	0,752235	1,90%	0,762	523	630	4,020	1
N83	N84	55,612	1,597	54,931	1,615	25,000	100	0,01048	0,78593	2,80%	0,796	494	630	4,880	1
N84	N85	54,931	1,615	53,985	1,619	25,000	100	0,01095	0,819625	3,80%	0,831	474	630	5,685	1
N85	N86	53,985	1,619	53,407	1,616	25,000	100	0,01142	0,85332	2,30%	0,865	529	630	4,423	1
N86	N87	53,407	1,616	52,867	1,601	25,000	100	0,01189	0,887015	2,10%	0,899	546	630	4,226	1
N87	N88	52,867	1,601	52,128	1,612	25,000	100	0,01236	0,92071	3,00%	0,933	518	630	5,051	1
N88	N89	52,128	1,612	51,771	1,605	25,000	100	0,01283	0,954405	1,40%	0,967	605	630	3,451	1
N89	N90	51,771	1,605	51,963	1,963	31,503	70	0,0133	0,9881	0,53%	1,001	842	1000	2,015	1
Dimensionnement de collecteur de sous bassin															
N91	N92	69,621	1,500	68,810	1,525	25,000	100	0,000279	0,02183793	3,35%	0,022	125	400	3,940	0

N92	N93	68,810	1,525	68,778	1,619	25,000	100	0,000559	0,04367586	0,50%	0,044	231	400	1,523	0
N93	N94	68,778	1,619	68,757	1,722	25,000	100	0,000838	0,06551379	0,50%	0,066	269	400	1,523	0
N94	N95	68,757	1,722	68,370	1,510	25,000	100	0,001117	0,08735172	0,70%	0,088	281	400	1,803	0
N95	N96	68,370	1,510	68,011	1,500	25,000	100	0,001397	0,10918966	1,39%	0,111	269	400	2,544	0
N96	N97	68,011	1,996	65,563	1,500	48,808	100	0,001676	0,13102759	4,00%	0,133	236	400	4,309	0
N97	N98	65,563	1,777	64,286	1,500	25,000	100	0,001955	0,15286552	4,00%	0,155	250	400	4,309	0
N98	N99	64,286	1,757	63,259	1,500	19,256	100	0,002234	0,17470345	4,00%	0,177	263	400	4,309	0
N99	N100	63,259	1,665	62,093	1,500	25,000	100	0,002514	0,19654138	4,00%	0,199	275	400	4,309	0
N100	N101	62,093	1,807	60,786	1,500	25,000	100	0,002793	0,21837931	4,00%	0,221	286	400	4,309	0
N101	N102	60,786	1,806	59,480	1,500	25,000	100	0,003072	0,24021724	4,00%	0,243	296	400	4,309	0
N102	N103	59,480	1,500	58,727	1,501	20,395	100	0,003352	0,26205517	3,70%	0,265	311	400	4,144	0
N103	N104	58,727	1,501	58,138	1,512	25,000	100	0,003631	0,2838931	2,40%	0,288	347	400	3,338	0
N104	N105	58,138	1,512	57,397	1,521	25,000	100	0,00391	0,30573103	3,00%	0,310	342	400	3,732	0
N105	N106	57,397	1,521	56,566	1,515	25,000	100	0,00419	0,32756897	3,30%	0,332	345	400	3,914	0
N106	N107	56,566	1,515	55,746	1,520	25,000	100	0,004469	0,3494069	3,30%	0,354	354	400	3,914	0
N107	N108	55,746	1,520	55,317	1,510	13,080	100	0,004748	0,37124483	3,20%	0,376	364	400	3,854	0
N108	N109	55,317	1,510	54,999	1,517	25,000	100	0,005028	0,39308276	1,30%	0,398	440	500	2,850	0
N109	N110	54,999	1,517	54,144	1,520	33,000	100	0,005307	0,41492069	2,60%	0,420	394	500	4,031	0
N110	N111	54,144	1,520	53,556	1,507	25,000	100	0,005586	0,43675862	2,30%	0,442	411	500	3,791	0
N111	N112	53,556	1,507	53,266	1,517	25,000	100	0,005866	0,45859655	1,20%	0,464	473	500	2,739	0
N112	N113	53,266	1,517	52,705	1,506	25,000	100	0,006145	0,48043448	2,20%	0,487	430	500	3,708	0
N113	N114	52,705	1,506	52,123	1,504	20,000	100	0,006424	0,50227241	2,90%	0,509	415	500	4,257	0
N114	N115	52,123	1,504	52,720	2,226	25,000	100	0,006703	0,52411034	0,50%	0,531	586	630	2,062	0
N115	N116	52,720	2,226	53,094	2,725	25,000	100	0,006983	0,54594828	0,50%	0,553	595	630	2,062	0

N116	N117	53,094	2,725	53,335	3,016	10,000	100	0,007262	0,56778621	0,50%	0,575	604	630	2,062	0
N117	N118	53,335	3,016	52,076	1,882	25,000	100	0,007541	0,58962414	0,50%	0,597	613	630	2,062	0
N118	N119	52,076	1,882	51,690	1,621	25,000	100	0,007821	0,61146207	0,50%	0,619	621	630	2,062	0
N119	N120	51,690	1,621	51,553	2,842	25,000	100	0,0081	0,6333	5,43%	0,641	402	630	6,798	2

Dimensionnement de collecteur de sous bassin

N121	N122	63,459	2,023	61,936	1,719	25,000	100	0,000789	0,05979444	4,88%	0,061	170	400	4,758	0
N122	N123	61,936	1,719	60,717	1,500	25,000	100	0,001578	0,11958889	4,00%	0,121	228	400	4,309	0
N123	N124	60,717	1,612	58,999	1,500	40,158	100	0,002367	0,17938333	4,00%	0,182	266	400	4,309	0
N124	N125	58,999	1,864	57,627	1,500	25,209	100	0,003156	0,23917778	4,00%	0,242	296	400	4,309	0
N125	N126	57,627	1,500	56,695	1,518	25,000	100	0,003944	0,29897222	3,80%	0,303	325	400	4,200	0
N126	N127	56,695	1,518	56,201	1,523	25,000	100	0,004733	0,35876667	2,00%	0,364	392	400	3,047	0
N127	N128	56,201	1,523	55,227	1,525	25,000	100	0,005522	0,41856111	3,90%	0,424	367	400	4,255	0
N128	N129	55,227	1,525	54,521	1,518	25,000	100	0,006311	0,47835556	2,80%	0,485	410	500	4,183	0
N129	N130	54,521	1,518	53,785	1,508	25,000	100	0,0071	0,53815	2,90%	0,545	426	500	4,257	0
N130	N131	53,785	1,508	53,197	1,520	25,000	100	0,007889	0,59794444	2,40%	0,606	459	500	3,873	0
N131	N132	53,197	1,520	52,705	1,503	25,000	100	0,008678	0,65773889	1,90%	0,666	497	500	3,446	0
N132	N133	52,705	1,503	52,043	1,515	25,000	100	0,009467	0,71753333	2,70%	0,727	481	500	4,108	0
N133	N134	52,043	1,515	51,375	1,523	25,000	100	0,010256	0,77732778	2,70%	0,788	496	500	4,108	0
N134	N135	51,375	1,523	50,701	1,524	25,000	100	0,011044	0,83712222	2,70%	0,848	510	630	4,792	1
N135	N136	50,701	1,524	50,481	1,506	25,243	100	0,011833	0,89691667	0,80%	0,909	657	630	2,609	0
N136	N137	50,481	1,506	50,160	1,509	25,000	100	0,012622	0,95671111	1,30%	0,969	614	630	3,325	1
N137	N138	50,160	1,509	49,568	1,518	25,000	100	0,013411	1,01650556	2,40%	1,030	560	630	4,518	1
N138	N139	49,568	1,518	49,817	2,380	26,262	100	0,0142	1,0763	2,33%	1,091	575	630	4,456	1

Dimensionnement des tronçons de l'intercepteur

N14	N140	59,902	2,298	58,723	1,550	50,000	70	0,0082	0,5198	0,86%	0,528	604	800	2,222	1
-----	------	--------	-------	--------	-------	--------	----	--------	--------	-------	-------	-----	-----	-------	---

N140	N141	58,723	1,550	57,960	1,537	50,000	70	0,0082	0,5198	1,50%	0,528	544	800	2,932	1
N141	N142	57,960	1,537	57,038	1,515	50,000	70	0,0082	0,5198	1,80%	0,528	526	800	3,212	1
N142	N143	57,038	1,515	55,885	1,512	50,000	70	0,0082	0,5198	2,30%	0,528	502	800	3,631	1
N143	N144	55,885	1,512	55,334	1,512	50,000	70	0,0082	0,5198	1,10%	0,528	577	800	2,511	1
N144	N51	55,334	1,512	54,640	2,136	35,211	70	0,0195	1,3179	3,75%	1,337	650	800	4,634	2
N51	N145	54,640	2,136	54,169	2,069	50,000	70	0,0195	1,3179	0,81%	1,337	866	1000	2,497	1
N145	N146	54,169	2,069	53,475	1,600	50,000	70	0,0195	1,3179	0,45%	1,337	967	1000	1,863	1
N146	N147	53,475	1,600	52,846	1,527	50,000	70	0,0195	1,3179	1,11%	1,337	816	1000	2,930	2
N147	N148	52,846	1,527	52,156	1,538	50,000	70	0,0195	1,3179	1,40%	1,337	781	1000	3,287	2
N148	N90	52,156	1,538	51,963	1,963	30,620	70	0,0328	2,306	2,02%	2,339	900	1000	3,948	3
N90	N149	51,963	1,963	51,196	1,511	50,000	70	0,0328	2,306	0,63%	2,339	1119	1200	2,491	2
N149	N150	51,196	1,511	51,754	2,319	50,000	70	0,0328	2,306	0,50%	2,339	1169	1200	2,218	2
N150	N151	51,754	2,319	52,122	2,937	50,000	70	0,0328	2,306	0,50%	2,339	1169	1200	2,218	2
N151	N152	52,122	2,937	52,000	3,065	50,000	70	0,0328	2,306	0,50%	2,339	1169	1200	2,218	2
N152	N120	52,000	3,065	51,553	2,842	44,788	70	0,0328	2,306	0,50%	2,339	1169	1200	2,218	2
N120	N153	51,553	2,842	51,169	2,734	55,202	70	0,0409	2,9393	0,50%	2,980	1280	1500	2,574	4
N153	N154	51,169	2,734	50,829	2,644	50,000	70	0,0409	2,9393	0,50%	2,980	1280	1500	2,574	4
N154	N155	50,829	2,644	50,231	2,296	49,971	70	0,0409	2,9393	0,50%	2,980	1280	1500	2,574	4
N155	N156	50,231	2,296	49,981	2,294	49,706	70	0,0409	2,9393	0,50%	2,980	1280	1500	2,574	4
N156	N139	49,981	2,294	49,817	2,380	49,830	70	0,0551	4,0156	0,50%	4,071	1439	1500	2,574	4
N139	N157	49,817	2,380	49,535	2,222	24,863	70	0,0551	4,0156	0,50%	4,071	1439	1500	2,574	4
N157	N158	49,535	2,222	49,137	1,870	9,241	70	0,0551	4,0156	0,50%	4,071	1439	1500	2,574	4

