



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

ETUDE ET CONCEPTION DU SYSTEME
D'ASSAINISSEMENT DE GHOUFI-TKOUTE- (W. BATNA).

Présenté par :

CHEBBI Meriem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHMI Abdlkader	M.C.B	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
BOUKHLIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
SALHI Chahrazed	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2019

Dédicace

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance à :*

A MON PÈRE

A MA MÈRE

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont
ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

A Mes frères et ma sœur

(Mounir, Nourdin, Lazhar et Razika)

A tous mes enseignants et toute la famille d'ENSH

A tous Mes amis

(Sara, Lydia, khadidja, , Hadjer)

*et les autres qui sont nombreux A tous ceux qui m'ont aidé de
près ou de loin Pour l'élaboration de ce travail A tout ce que
porte mon cœur.*

Et ceux que j'ai omis de citer

CHEBBI Meriem

Remerciements

Je tiens à remercier dans un premier temps Dieu le tout puissant de m'avoir donné la volonté et le courage pour réaliser ce travail Je remercie plus particulièrement : Mon promoteur Mr. KAHLRRAS Djillali pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire. L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ❖ Le corps enseignant et les étudiants de l'ENSH*
- ❖ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص

الصرف الصحي عبارة عن تقنية تتكون من مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار التي يتم إجلاؤها هيدروليكيًا من خلال المجمعات التي تضمن التصريف في منفذ ما، لتجنب الركود، لحماية الصحة العامة والبيئة.

غوفي هي تكتل يقع في منطقة ريفية من بلدية تكوت ولاية باتنة، تضمن جزء من شبكة الصرف الصحي التي تم تحقيقها دون أي قاعدة من الدراسات، والتي تجمع مياه الصرف الصحي المحلية و ربطها مباشرة بواد الابيض دون أي علاج، وكذلك الجزء الآخر خال تماما من شبكة جمع.

لحل هذه المشكلة، من الضروري تصميم نظام جديد للصرف الصحي ومياه الأمطار وإسقاطه، لتسهيل تجميع كل أنواع المياه ومعالجتها قبل تصريفها في الوادي.

Résumé :

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique les eaux usées et pluviales par des collecteurs qui assurent le rejet dans un exutoire, afin d'éviter toute stagnation, pour protéger la santé publique et l'environnement.

“GHOUFI” est une agglomération située dans une région rurale de la commune de Tkoute wilaya de Batna, et dispose dans une partie d'un réseau d'Assainissement réalisé sans aucune base d'étude, qui collecte que les eaux usées domestiques et les rejettent directement dans l'oued EL Biod sans aucun traitement, ainsi que l'autre partie est complètement dépourvue de réseau de collecte.

Dans le but de régler ce problème, la conception et la projection d'un nouveau réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales s'impose, pour faciliter la collecte de toutes les eaux de différentes natures et les traiter avant de les rejeter dans l'oued.

Abstract:

This study aims at dimensioning a sewerage network in the rural area of GHOUFI, wilaya of Batna, because the old one was realized without basic study; it collects the sewage and reject it directly into El Biod wadi without any treatment, as well as the other part is completely devoid of collection network.

In order to solve this problem, it is necessary to design and project a new sewage and rainwater drainage system, to facilitate the collection of all types of water and treat it before discharging it into the wadi.

Sommaire

Introduction générale.....	1
CHAPITRE 01 : Présentation De La Zone D'étude	
Introduction :	2
I.1 la situation géographique et administrative :.....	2
I.2 Données naturelles du site :.....	3
I.2.1 Topographie :.....	3
I.2.2 Géologie :	3
I.2.3 Sismicité:	3
I.2.4 Situation climatique:.....	4
I.3 Situation hydraulique :	5
I.3.1 Alimentation en eau potable :	5
I.3.2 Assainissement :	5
I.4 Situation démographique :	5
Conclusion	6
CHAPITRE 02 : Etude Hydrologique	
Introduction	7
II.1 Les averses :	7
II.2 La période de retour :	7
II.3 détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation :	7
II.3.analyse des données pluviométrique et le choix de type de loi d'ajustement :.....	8
II.3.1 analyse des données statistiques :.....	8
II.3.2 Les caractéristiques de la série :.....	9
II.3.3 choix de la loi d'ajustement :	9
II.3.4 interprétation des graphes :	12
II.3.5 calcul de l'intensité par la formule de Montanari :	12
Conclusion	13
CHAPITRE 03 : Calcul De Base	
Introduction:	14
III.1 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:	14
III.1.1 Les avantages et les inconvénients de chaque système :	16
III.1.2 choix du système d'évacuation :	17
III.2 Les schémas d'évacuation des eaux usées :.....	17
III.2.1 Les schémas d'évacuation des eaux usées :	17
III.2.2 choix de schéma d'évacuation :	20
III.3 le découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	20
III.4 calcul de coefficient de ruissellement :.....	21
III.4.1 estimation du coefficient de ruissellement :.....	21
III.4.2 le coefficient de ruissellement pondéré :.....	22
III.5 Calcul le nombre d'habitant de chaque sous bassins :.....	23
III.5.1 le nombre d'habitant à l'horizon de calcul :	23
III.5.2 la densité de population :	24

III.5.3 détermination de nombre d'habitants dans chaque sous bassin :.....	24
Conclusion :	24
CHAPITRE 04 : Evaluation Des Débits	
Introduction:	26
IV.1 évaluation des débits pluviaux :	26
IV.1.1 la méthode rationnelle :	26
IV.1.2 la méthode superficielle :	28
IV.1.3 Choix de la méthode de calcul:.....	29
IV.1.4 Temps de concentration:.....	30
IV.1.5 Calcul des débits pluviaux :	30
IV.2 évaluation des eaux usées :	31
IV.2.1 la nature des eaux a évacué :	31
IV.2.2 évaluation des débits des eaux usée a évacué :	32
IV.3 Evaluation du débit total :	34
Conclusion:	34
CHAPITRE 05: Dimensionnement Du Réseau D'assainissement	
Introduction:	36
V.1 Conditions de calage des réseaux d'assainissement:	36
V.2 Hypothèse de calcul:.....	36
V.3 Mode de calcul :.....	37
V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :	38
Conclusion :	38
CHAPITRE 06 : Les Eléments Constitutifs D'un Réseau D'assainissement	
Introduction:	40
VI.1 les ouvrages principaux :	40
VI.1.1 les canalisations :	40
VI.1.2 les joints :	42
VI.2 les ouvrages annexes :	43
VI.2.2 Les bouches d'égout :	43
VI.2.3 Regards :	44
VI.2.4 Déversoirs d'orage :	46
VI.2.5 la station d'épuration :	50
Conclusion:	50
CHAPITRE 07: L'organisation De Chantier	
Introduction :	52
VII.1 Pose des canalisations :	52
VI.1.1 Travaux préparatoires :	52
VII.1.2 Exécution des Tranchées :	53
VII.1.3 Techniques de pose.....	55
VII.1.4 Choix des engins :	57
VII.2 Devis quantitatif et estimatif :	58
VII.12.1 Détermination des différents volumes :	58
VII.3. Planification des travaux :	61
VII.3.1 Objectifs de planification des travaux :	61

VII.3.2 Définition d'un réseau :.....	61
VII.3.3 Les différentes étapes pour construire un réseau :.....	62
VII.3.4 Les méthodes de planifications des travaux :.....	62
VII.3.5 Les principales opérations à exécuter :.....	62
VII.3.6 Les paramètre des méthodes de calculs :.....	63
Conclusion:	63
Conclusion générale	69

Liste des tableaux :

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1:	Les températures moyennes mensuelles.....	04
Tableau I-2:	Les précipitations moyennes mensuelles.....	05

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1:	Identification de la station pluviométrique tkoute.....	06
Tableau II-2:	La série pluviométrique de 1973 a 2012.....	06

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III-1:	Les avantages et les inconvénients de chaque système.....	16
Tableau III-2:	Les surfaces des sous bassins.....	20
Tableau III-3:	Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de surface.....	21
Tableau III-4:	Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de populations.	22
Tableau III-5:	Coefficient de ruissellement en fonction du type de sol.	22
Tableau III-6:	Coefficient de ruissellement estime pour chaque sous bassin.	23
Tableau III-7:	Nombre d'habitant a l'horizon de calcul.....	24
Tableau III-8:	Le nombre d'habitant dans chaque sous bassin.	24

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

Tableau IV-1:	Coefficient correcteur en fonction de cheminement hydraulique.	27
Tableau IV-2:	Les paramètres equivalents dans le cas de l'assemblage des bassins	29
Tableau IV-3:	Les débits pluviaux pourles sous bassin par la méthode rationnelle.....	30
Tableau IV-4:	Les débits des equipements pour chaque sous bassin.	33
Tableau IV-5:	Les débits des eaux usées totale pour chaque sous bassins	34
Tableau IV-6:	Les Débits totale rejeté pour chaque sous bassin	34

CHAPITRE V : Estimation des débits

Tableau V-1:	Coefficient de rugosité pour déférent matériaux.....	37
---------------------	--	----

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

Tableau VII-1:	Coefficient de foisonnement pour déférent nature de sol.	59
Tableau VII-2:	Volumes de travaux.	59
Tableau VII-3:	Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.	60
Tableau VII-4:	Détermination des délais.	63

Liste des figures

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de GHOUFI.....	02
Figure I.2: Carte de zonage sismique en Algérie.....	04

CHAPITRE II :etude hydrologique

Figure II.1: L'ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gev.....	12
Figure II.2: L'ajustement de la série pluviométrique a la loi de Galton.....	13

CHAPITRE III : calcul de base

Figure III.1: Système d'évacuation séparatif.....	15
Figure III.2: Système d'assainissement unitaire.....	16
Figure III.3: Système d'assainissement pseudo-séparatif.....	16
Figure III.4: Schéma d'évacuation perpendiculaire.....	18
Figure III.5: Schéma par déplacement latéral.....	19
Figure III.6: Schéma collecteur transversal ou oblique.....	19
Figure III.7: Schéma à collecteur étagé.....	20
Figure III.8: Schéma type radial.....	20

CHAPITRE VI Estimation des débits

Figure 0.1: Avaloire a absorption par le haut.....	44
Figure VI.2: Avaloire a absorption par.....	44
Figure VI.3 : Schéma d'un regard de visite.....	47
Figure VI.4 : Schéma d'un déversoir d'orage a seuil latéral.....	51

CHAPITRE VII. Organisation de chantier

Figure VII.1: Soutènement par blindage.....	56
Figure VII.2: Pelle équipée en rétro.....	59
Figure VII.3: Chargeur.....	59

Liste des planches

Planche (01) : plan de masse de la zone d'étude.

Planche (02) : plan de tracé du réseau d'assainissement de la zone d'étude.

Planche (03) : profil en long de l'intercepteur.

Planche (04) : profil en long de la conduite principale n : 1.

Planche (05) : Eléments constitutifs du réseau.

Annexes

01 : les tableaux de calcul de dimensionnements des collecteurs.

02 : les diamètres normalisés pour le PEHD ondulé.

03 : Abaque N°01 dimensionnement du réseau d'assainissement

04 : Abaque N°02 les variations des débits et des vitesses en fonction de hauteur de remplissage.

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale pour l'homme. Sa survie, sa santé, son alimentation et la qualité de son environnement en dépendent. Elle l'est également pour les activités agricoles, industrielles et touristiques. Cependant, elle subit de nombreuses dégradations causées précisément par le fonctionnement des sociétés humaines.

Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Cette technique procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

Ghoufi est une zone rurale, elle dispose d'une partie d'un réseau d'Assainissement réalisé sans aucune base d'étude, cette dernière collecte que les eaux usées domestiques et les rejettent directement dans l'oued EL Biod sans aucun traitement, ainsi que l'autre partie est complètement dépourvue de réseau de collecte.

Ce travail présente la solution possible pour gérer les eaux usées de cette agglomération, et cela par la pose d'un nouveau réseau d'assainissement et mettre un intercepteur qui collecte les eaux des différents points de rejets et les transporteront vers une station d'épuration futur projetée dans la zone d'étude.

Pour cela, notre étude est scindée en plusieurs chapitres, en commençant par la présentation de la zone d'étude, la collecte de toutes les données nécessaires, le calcul hydraulique, le dimensionnement des ouvrages, les recommandations d'exploitation pour le bon fonctionnement, et les conclusions.

Introduction :

Pour faire un projet d'assainissement d'une agglomération, il est nécessaire de bien définir et présenter les caractéristiques physiques ainsi que les paramètres influençables sur la conception de ce projet.

I.1 la situation géographique et administrative :

GHOUFI est une agglomération secondaire de la commune de GHASSIRA, située sur l'axe routier national (R31) reliant ARRIS – BISKRA, distant de 5 km de chef-lieu GHASSIRA.

La commune de GHASSIRA est située vers l'extrémité Sud-Ouest de l'Aurès, presque en bordure de Sahara à 90 km, s'étalant le long de la vallée d'oued EL Biod, avec une altitude moyenne de 800 m, elle est limitée:

- Au Nord par la commune d'Arris et Chir.
- A l'Ouest par les communes de Menaâ.
- Au Sud par la commune de M'chouneche (Willaya de Biskra).
- A l'Est et au Nord-est par la commune de TKOUTE.



Figure I.1 : situation géographique de GHOUFI.

I.2 Données naturelles du site :

I.2.1 Topographie :

Le relief de la région d'étude est accidenté surtout dans les zones proches d'oued El Biod, vu qu'ils sont situés au versant sud des chaînes montagneuses des Aurès marquent par la présence de plusieurs ravins, et talwegs qui aboutissent dans l'Oued.

I.2.2 Géologie :

La bonne connaissance de La géologie nous permettra non seulement de prendre les dispositions indispensable lors de la réalisation, mais aussi de choisir les engins de terrassement a utilisé pour organiser les travaux.

La position de GHOUFI dans le cadre structural de l'ALGERIE septentrionale :

- du Nord au Sud les grandes subdivisions distinguées sont les suivantes :

- Les chaînes littorales Kabyles.
- Les chaînes d'atlas tellien
- L'atlas saharien

Les plis de L'atlas saharien se prolongent au nord des haute plaines steppique en constituent une bordure (présaharienne).

Nous considérons que la région de GHOUFI appartient par ses facies à cette bordure La coupe relevée sur les rive de l'oued EL Biod permet d'observe une barre de calcaire épaisse d'une vingtaine de mètre environ.

I.2.3 Sismicité:

Le territoire national a devisé en quatre zone de sismicité croissante qui précise cette répartition par willaya sont :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone 1 : sismicité faible.
- Zone 2 : sismicité moyenne.
- Zone 3 : sismicité élevée.

La commune de Ghassira (Willaya de Batna) est classée dans la zone (01) de la carte de zonage sismique du territoire national, ou les activités sismique sont faible et ne nécessitent pas de mesure spéciale ou antisismique lors la construction des ouvrages.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

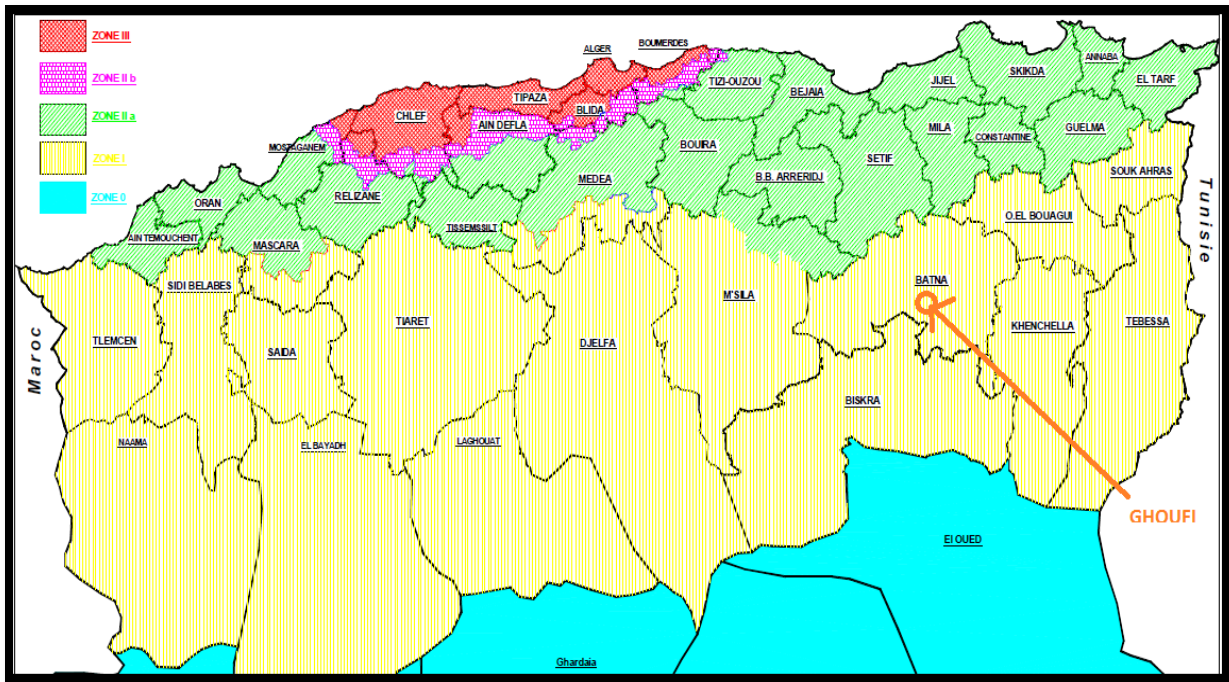


Figure I.2: carte de zonage sismique en Algérie.

Source : Centre national de recherche appliquée en génie Parasismique.

I.2.4 Situation climatique:

I.2.4.1 Climat :

La région d'étude est caractérisée par un climat semi-désertique manifeste par des étés très chauds et des hivers froid, une sécheresse assez accentuée de l'air de grands écarts de température.

I.2.4.2 Température :

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes, pour notre zone d'étude les maxima thermométrique atteignent 40°, les minima sont de 7° en décembre.

Les moyennes mensuelles des températures durant la période (1970-2012) sont :

Tableau I-1: les températures moyennes mensuelles.

Moins	Jan	fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
$T_{max}(^{\circ}C)$	17	19	22	26	32	37	40	39	34	28	22	17
$T_{min}(^{\circ}C)$	7	9	11	15	19	24	27	27	23	18	12	8
$T_{moy}(^{\circ}C)$	12	14	17	21	26	31	34	34	29	23	17	13

Source : ANRH (Batna)

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.2.4.3 Les vents:

Ghoufi est caractérisé par des vents chauds en été et froids en hivers.

I.2.4.4 Pluviométrie :

L'étude des précipitations jouée un rôle essentielle dans le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, elle nous aide au choix de type de réseau le plus adapté d'une part, et donne une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs et les bassins

Les précipitations dans la zone d'étude sont rare et peu abondantes se produisant surtout vers la fin de l'automne et au printemps avec une sécheresse complète en juillet et aout, le tableau ci-dessous donne un aperçu sur la pluviométrie dans la région durant la période 1970-2012 (en mm).

Tableau I-2: les précipitations moyennes mensuelles.

Moins	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout
$P_{moy}(mm)$	34.5	29.8	30.4	24	21.2	20.1	26.2	28.1	26	17.8	8.8	18.9

Source : ANRH (Batna).

I.3 Situation hydraulique :

I.3.1 Alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable de l'agglomération de GHOUFI est assurée à partir de d'un forage « GHOUFI ». L'eau est refoulée vers un réservoir de stockage qu'a une capacité de 500m³, la dotation et de l'ordre de 145 l/j/hab.

I.3.2 Assainissement :

D'après la subdivision de TKOUTE, L'agglomération de GHOUFI dispose d'un réseau d'assainissement qui collecte les eaux domestique, ce réseau a été réalisé sans aucune base d'étude et d'une façon anarchique, il présente plusieurs point de rejets qui déverse direct ou indirect dans oued EL Biod ce qu'impose un grand problème pour la zone touristique « les balcons de Ghoufi » qui situe à l'aval de l'agglomération, de plus, la majorité de l'agglomération n'est pas assainie.

En général la commune présente un manque en ce qui concerne le drainage des eaux pluviales, et c'est dans ce but la que s'inscrit l'objectif de notre étude.

I.4 Situation démographique :

GHOUFI étant un petit village prévu de 1251 (en 2008) habitants et d'un taux d'accroissement de 2.6% ; et cela d'après l'APC de TKOUTE.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires pour notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, et la situation hydraulique, ces données vont nous permettre d'élaborer le projet qui consiste à l'étude de réseau d'assainissement qui permet l'évacuation efficace des eaux usées et pluviales.

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies pour une période de retour bien précisé.

II.1 Les averses :

Une averse est un ensemble de pluies associées à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

Source : (BNINA TOUAIBIA, 2015)

II.2 La période de retour :

Les projets d'assainissement sont souvent définis par rapport à une fréquence d'apparition ou la fréquence de dépassement d'une averse qui est le complément à l'unité de la fréquence de non dépassement $1-F(x_i)$

La fréquence de non dépassement $F(x_i)$ est la probabilité pour qu'une intensité ne soit pas atteinte ou dépassée.

Le temps de retour est l'inverse de la fréquence d'apparition, pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques.

Source : (BNINA TOUAIBIA, 2015)

II.3 détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation :

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales I qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt :

$$I = \frac{h}{\Delta t} \dots \dots \dots \text{II.1}$$

Δt : l'intensité moyenne maximale de précipitation en (mm/h).

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée.

Δt : le temps en (h).

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- analyse les données pluviométrique et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats afin de vérifier leurs l'homogénéisation.
- calcule les paramètres de la loi choisie.
- calcul la valeur de l'intensité moyenne maximale de précipitation.

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.3.analyse des données pluviométrique et le choix de type de loi d'ajustement :

II.3.1 analyse des données statistiques :

On prend comme station de base la station pluviométrique de Tkoute dont les informations suivantes :

Tableau I-3: Identification de la station pluviométrique Tkoute.

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (km)	Période d'observation
Tkouté	061505	828.85	210.5	980	1973 à 2012

Source : ANRH (Batna).

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empirique d'un échantillon d'une série d'observation des précipitations maximales journalières de 40 ans.

Tableau I-4: La série pluviométrique de 1973 à 2012.

N	Année	Pjmax
1	1973	4.5
2	1974	10.2
3	1975	16.3
4	1976	69.9
5	1977	24.6
6	1978	33.5
7	1979	34.7
8	1980	54
9	1981	24.4
10	1982	16.4
11	1983	30.2
12	1984	27
13	1985	60
14	1986	41.2
15	1987	24
16	1988	59.2
17	1989	48.1
18	1990	30.5
19	1991	36.6
20	1992	18.8
21	1993	17.2
22	1994	41.4
23	1995	39.8
24	1996	10.7
25	1997	56
26	1998	15.8
27	1999	30
28	2000	36.6
29	2001	26.8

CHAPITRE II : Etude hydrologique

N	Année	Pjmax
30	2002	27.6
31	2003	49.2
32	2004	57
33	2005	32.5
34	2006	20.6
35	2007	40.1
36	2008	62.1
37	2009	29.3
38	2010	68.4
39	2011	85.9
40	2012	68.6

Source : ANRH de BISKRA

II.3.2 Les caractéristiques de la série :

- La somme des précipitations maximales journalières :

$$\sum_{i=1}^{40} X_i = 1479.7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{II.2}$$

- La moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{40} X_i}{N} = 36.99 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{II.3}$$

- L'écart type σ : on a pour $N \geq 30$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{40} (X_i - \bar{X})^2} = 18.88 \dots\dots\dots \text{II.4}$$

- Le coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = 0.51 \dots\dots\dots \text{II.5}$$

- La médiane :

$$M = X_{50\%} = 33 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{II.6}$$

Avec :

X_i : Hauteur des pluies maximales journalières en mm

N : La taille de l'échantillon.

II.3.3 choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses, dans notre projet on utilise la loi généralisée pour les valeurs extrêmes GEV (qui est utilisée pour les valeurs extrêmes) et la loi de Galton (log normal), et on choisit la meilleure loi qui ajuste la série pluviométrique.

II.3.3.1 l'ajustement à la loi généralisée des valeurs extrêmes (GEV) :

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

$$F(X) = e^{-\left[1 - \frac{k(X-X_0)}{s}\right]^{\frac{1}{k}}} \dots\dots\dots \text{II.7}$$

Avec :

X_0 : Paramètre de position.

S : Paramètre d'échelle.

K : Paramètre de forme.

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Sous cette formulation unique, on retrouve les trois types de distribution selon les valeurs prise par k

- Si k est positif, on retrouve une loi proposée par Weibull (GEV type III).
- Si k est égal à zéro on retrouve donc la loi de Gumbel (GEV type I).
- Si k est négatif, on trouve une loi proposée par Frechet (GEV type II).

Pour ajuster notre série à la loi de GEV on doit suivre les étapes suivantes :

- 1) Classer les valeurs par ordre croissante en leur effectuant un numéro (un rang).
- 2) On calcule les paramètres X_0 , S et K qui sont liées au moment pondéré b_0 , b_1 et b_2 .

$$b_0 = \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{40} X_i}{N} = 36.99 \dots \dots \dots \text{II.8}$$

$$b_1 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{40} \frac{i-1}{N-1} X_i = 23.93 \dots \dots \dots \text{II.9}$$

$$b_2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{40} \frac{(i-1)(i-2)}{(N-1)(N-2)} X_i = 18.01 \dots \dots \dots \text{II.10}$$

Alors :

$$\frac{3b_2 - b_0}{2b_1 - b_0} = \frac{1 - 3^{-k}}{1 - 2^{-k}} \text{ Avec des itérations successives on trouve } \mathbf{K = 0.0527141}.$$

$2b_1 - b_0 = \frac{S}{k} \tau(1+k)(1 - 2^{-k})$ Après calcul de la fonction GAMMA (on utilisant la fonction LN Gamma sur Excel ($\tau(k+1) = 0.97$)), on trouve que **S = 16.4311**.

$$b_0 = X_0 + \frac{S}{k} (1 - \tau(k+1)), \text{ on trouve } \mathbf{X_0 = 28.32}.$$

$$\text{Calcul de la fréquence expérimentale } f(x) = \frac{i-0.5}{N} \dots \dots \dots \text{II.11}$$

i : Le numéro d'ordre.

N : la taille de la série.

$$\text{Calcul la variable réduite } y = -\ln(-\ln(f(x))) \dots \dots \dots \text{II.12}$$

- 3) Tracer la courbe théorique en portant en abscisse la variable y déjà calculée et en ordonnées les valeurs théoriques de x calculées par l'expression

$$X = x_0 + \frac{S}{K} (1 - (-\ln(f(x)))^k) \dots \dots \dots \text{II.13}$$

- 4) Calcul des quantiles pour une période de retour de 10 ans soit analytiquement soit graphiquement.

La période de retour égale à 10 ans alors la fréquence de dépassement $f(x) = \frac{1}{T} = 0.1$

Et la fréquence de non dépassement $f(x)_n = 1 - f(x) = 0.9$

$$\text{Donc } P_{j,max} = x_0 + \frac{S}{K} (1 - (-\ln(f(x))^k) = \mathbf{63.2 mm}.$$

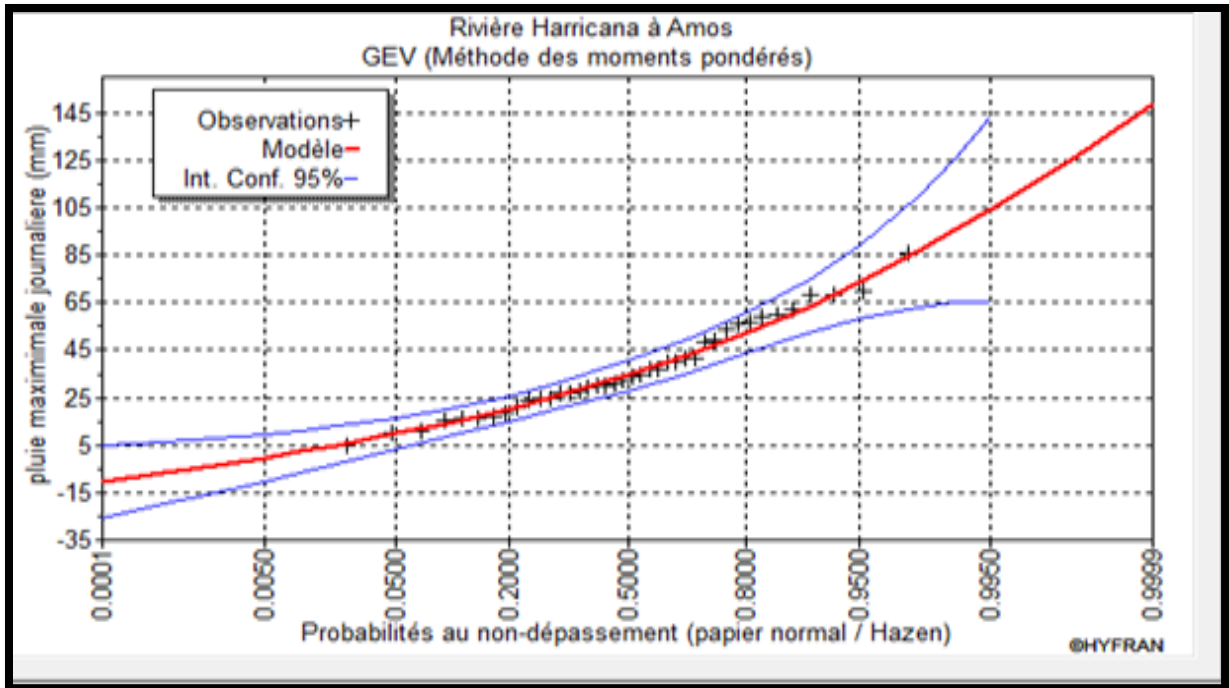


Figure II.1: l'ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gev.

II.3.3.2 l'ajustement à la loi Galton (log normal):

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

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots \text{II.14}$$

Avec :

$$u = \frac{\ln(X_i) - \overline{\ln(X)}}{\sigma} \dots\dots\dots \text{II.15}$$

(u : variable réduite de la loi de Galton)

σ_{ln} : L'écart type pour la série transformée en logarithme.

$\overline{\ln(X)}$: est la moyenne de de la série transformée en logarithme.

Pour ajuster notre série à la loi de Galton on doit suivre les étapes suivantes :

- 1) Classer les valeurs par ordre croissante en leur effectuant un numéro (un rang).
- 2) On calcule la fréquence expérimentale $f(x) = \frac{m-0.5}{N}$
- 3) On calcule les caractéristiques de la série σ_{ln} et $\overline{\ln(X)}$.
- 4) Report les valeurs sur papier Gausso- logarithmique.
- 5) Détermination de la droite de Galton $\ln(X) = \overline{\ln(X)} + \sigma_{ln}$
- 6) Détermination de la valeur extrême soit graphiquement ou analytiquement :

$$X_{p\%} = e^{\ln(X_{p\%})} = e^{\overline{\ln(X)} + u_{p\%}\sigma_{ln}}$$

Alors :

$$\sigma_{ln} = 0.601$$

$$\overline{\ln(X)} = 3.46$$

Pour T = 10 ans u=1.29

$$\text{Donc : } \ln P_{10\%} = 3.46 + 1.29(0.601) = 4.235$$

$$P_{10\%} = e^{4.235} = \mathbf{69.08 \text{ mm}}$$

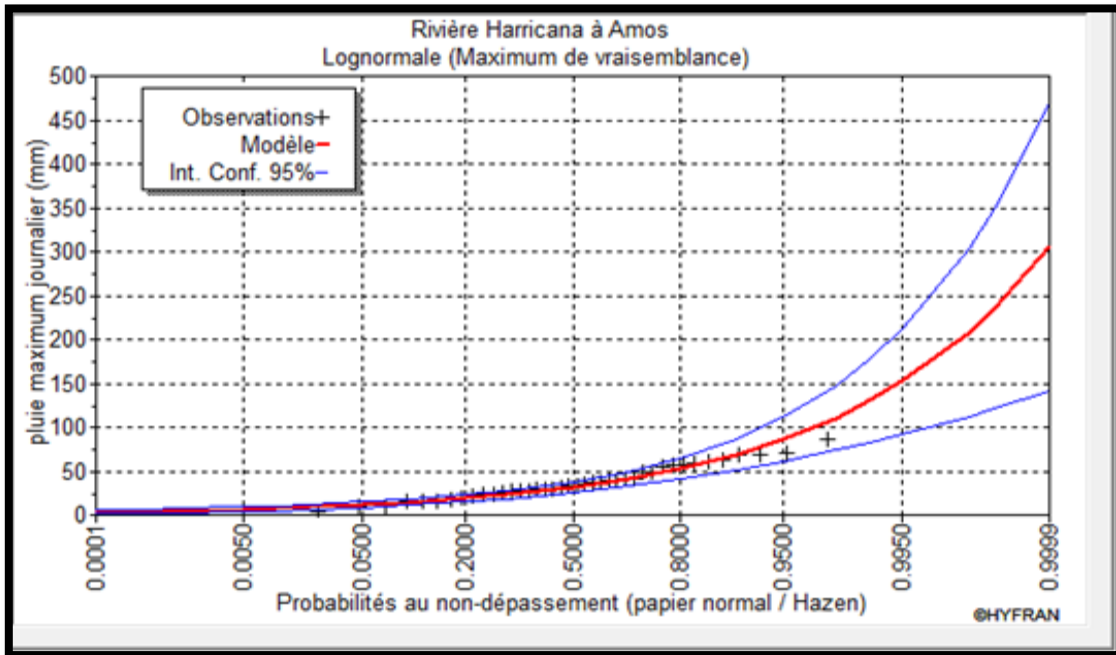


Figure II.2 l'ajustement de la série pluviométrique a la loi de Galton.

II.3.4 interprétation des graphes :

D'après les graphes d'ajustement, on remarque que la série des pluies maximales journalières s'adapte bien avec la loi de Galton donc on prend $P_{10\%} = \mathbf{69.2 \text{ mm}}$.

II.3.5 calcul de l'intensité par la formule de Montanari :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{15min.10\%} = I_{24.10\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{j.max}}{24} * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots \text{II.16}$$

$I_{tmin.p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15 \text{ min}$.

b: exposant climatique de la région (b = 0.35) d'après l'ANRH de Biskra.

Donc : $I = 56.02 \text{ mm/h}$

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que notre série est bien ajuster avec la loi de Galton donc on prend l'intensité obtenue par cette loi et on calcule le débit spécifique nécessaire pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement.

$$q_s = \frac{56.02 \cdot 10000}{3600} = 155.62 \frac{l}{s} / ha \dots \dots \dots \text{II.17}$$

Introduction:

Pour un bon dimensionnement de notre réseau d'assainissement il faut passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve le calcul de base.

Au sein de cette partie :

- le choix du système d'assainissement.
- Le choix du schéma de collecte et d'évacuation des eaux de telle façon à assurer l'évacuation correcte des eaux pluviales et l'élimination des eaux usées en dehors de l'agglomération.
- Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins.
- L'estimation des coefficients de ruissellements.
- on fait l'estimation du nombre d'habitants pour l'horizon 2050.

III.1 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:

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

- Assurer l'évacuation des eaux pluviales de manière à empêcher les inondations et éviter toute stagnation de ces eaux.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, des eaux de vannes, ainsi que les eaux industrielles s'il y'a.

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

A) le système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et sous certaines réserves de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau.

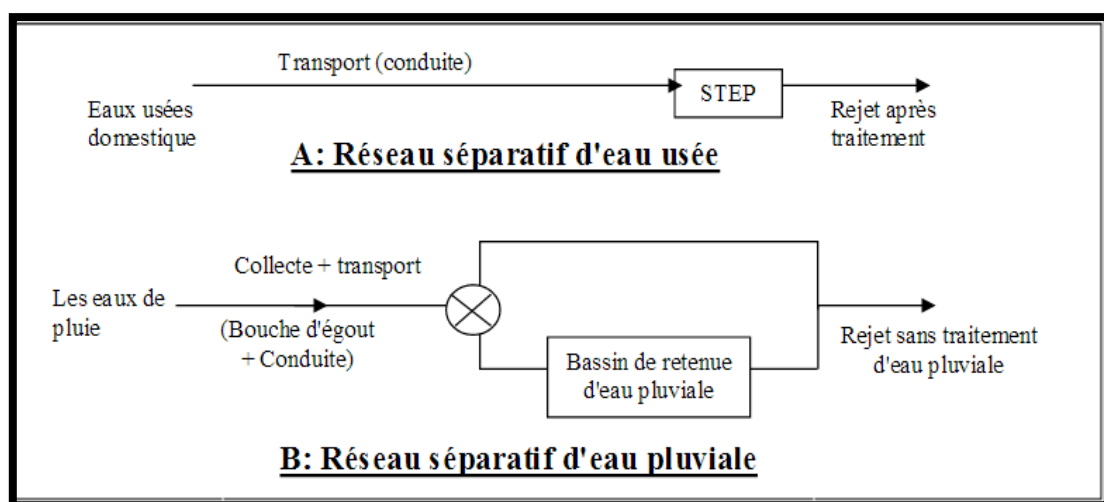


Figure III.1: système d'évacuation séparatif.

B) le système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs d'orages permettant en cas d'orage.

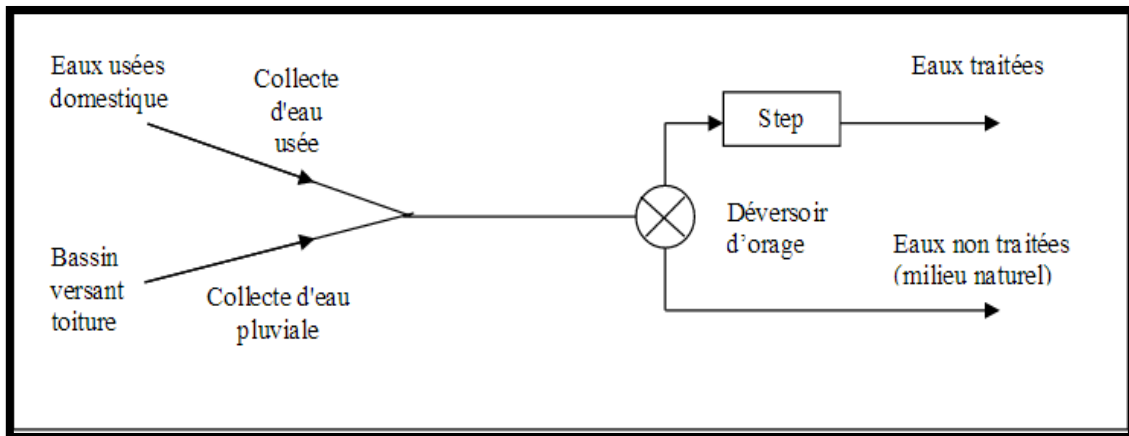


Figure III.2: système d'assainissement unitaire.

C) le système mixte :

On appelle système mixte, un réseau constitué suivant les zones en partie d'un système unitaire et d'un système séparatif.

D) système pseudo-séparatif :

Ce sont des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

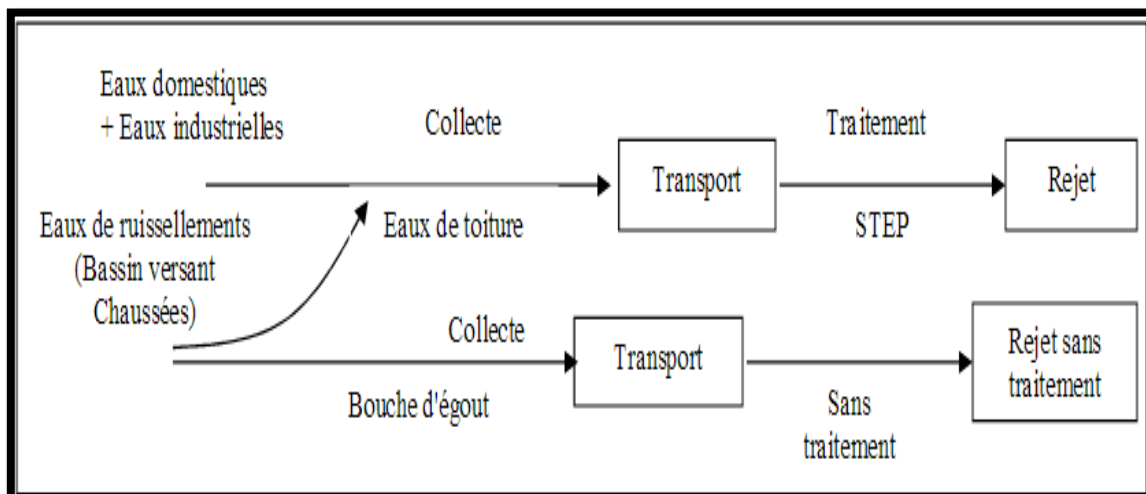


Figure III.3: système d'assainissement pseudo-séparatif.

CHAPITRE III : Calcul de base

E) le système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

III.1.1 Les avantages et les inconvénients de chaque système :

Tableau III.1: Les avantages et les inconvénients de chaque système.

Le système d'évacuation	Avantage	Inconvénients	Contrainte d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol. - pas de risque d'inversion de branchement. - Une seule conduite (coût faible) 	<ul style="list-style-type: none"> -débit rejeté vers la STEP variable -apport de sable important à la station d'épuration. -coût de fonctionnement élevé de la STEP. -rejet direct au milieu récepteur des eaux vient des déversoirs d'orage 	<ul style="list-style-type: none"> -entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -diminution des sections des collecteurs -exploitation plus facile de la STEP -milieu naturel préservé. 	<ul style="list-style-type: none"> -encombrement important du sous-sol -coût d'investissement élevé -risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> -Surveillance des branchements -entretien d'un linéaire important.
Pseudo-séparatif	<ul style="list-style-type: none"> -Le problème des faux branchements est éliminé. -Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de l'agglomération. 	<ul style="list-style-type: none"> - la charge polluante est variable en qualité et en quantité. -Problème de faux branchement 	<ul style="list-style-type: none"> -Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.

Source : (B.SALAH, 2015)

III.1.2 choix du système d'évacuation :

Les critères de choix du système d'assainissement sont :

- comparaison de plusieurs variantes de point de vue système (séparatif, unitaire et pseudo-séparatif) selon l'aspect techno-économique.
- on prend en considération les conditions de rejet (le milieu récepteur).
- on prend en considération le réseau existe, s'il s'agit d'une extension.
- la densité de population (car si le nombre d'habitantes est important on favorise le système séparatif).
- la topographie du terrain, les eaux pluviales nécessite une forte pente au contraire d'un réseau domestique.
- dans le cas où il y a une station d'épuration on favorise le système unitaire, ou prévoir une connexion directe a un bassin de retenue.

III.2 Les schémas d'évacuation des eaux usées :

Un schéma d'évacuation est la disposition du système d'évacuation, il est fonction de la topographie, du relief et la structure de l'agglomération en outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel.

III.2.1 Les schémas d'évacuation des eaux usées :

III.2.1.1 schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement un certain nombre de collecteurs vers le cours d'eau, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire, l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif ainsi Lorsque la pollution est minimale.

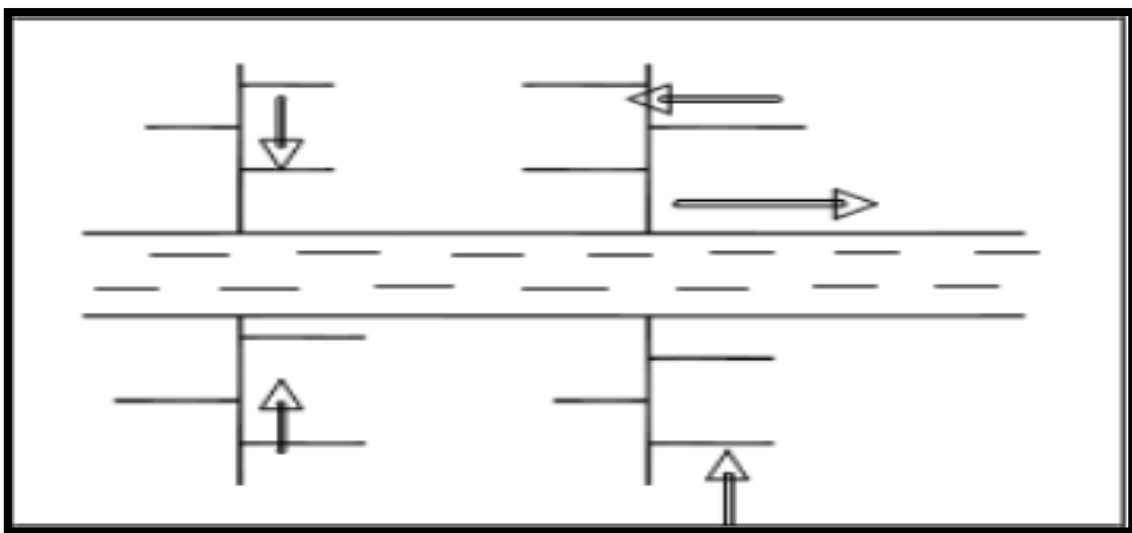


Figure III.4: schéma d'évacuation perpendiculaire.

III.2.1.2 schéma par déplacement latéral :

Schéma simple, il permet de transporter l'effluent en aval de l'agglomération en vue de son traitement les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

Ce type de schéma représente double avantages l'un est que tous les eaux usées acheminée vers un seul point, et l'autre que on peut utiliser l'intercepteur comme un bassin de retenue dans le cas d'orage.

La réalisation de ce type de schéma nécessite un cout élevé grâce au gros diamètre utilise pour les intercepteurs.

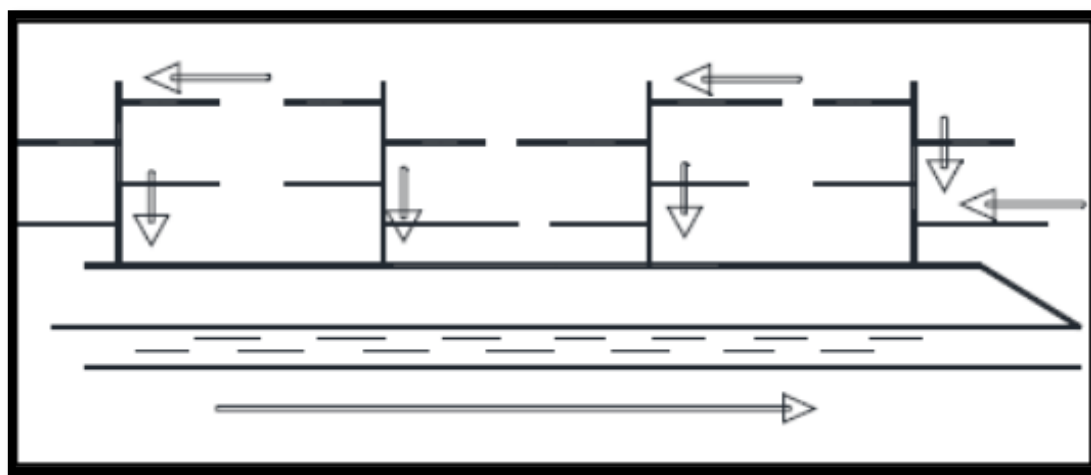


Figure III.5: schéma par déplacement latéral.

III.2.1.3 schéma Collecteur Transversal ou Oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

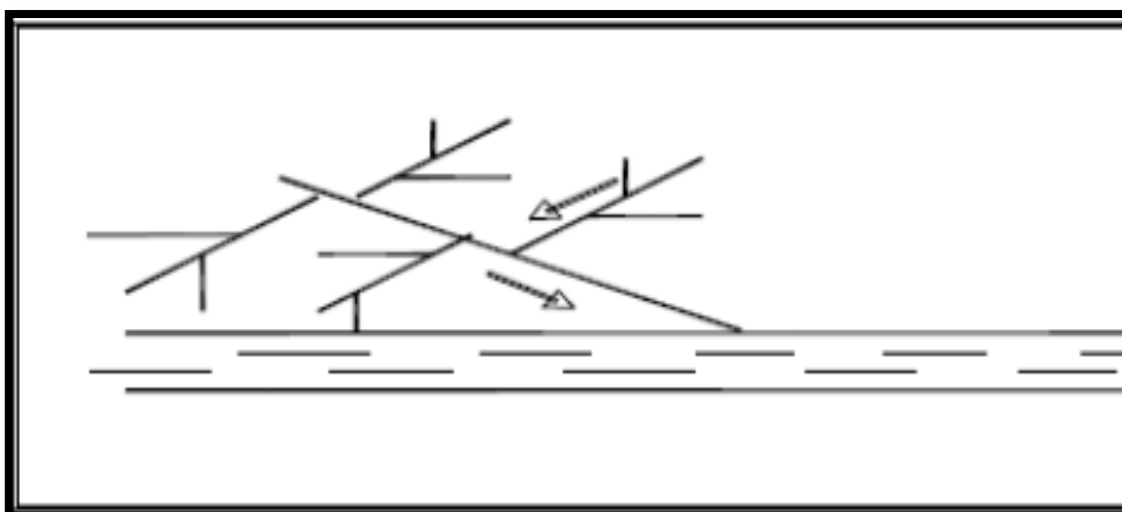


Figure III.6 : schéma collecteur transversal ou oblique.

III.2.1.4 Schéma à Collecteur Etagé:

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux .il permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

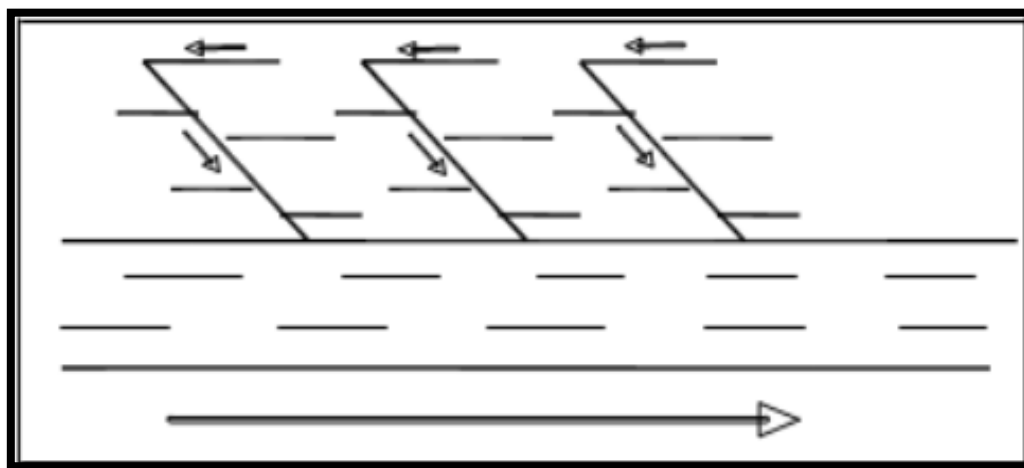


Figure III.7: Schéma à collecteur étagé.

III.2.1.5 Schéma Type Radial:

Le schéma radial convient pour les régions plates, dans ce cas il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

Ce type de schéma posent des problèmes tel que : les odeurs désagréables dans toute la ville parce qu'il faut réaliser des bassins de collecte des eaux usées dans chaque lieu de la ville bien défini, le cout d'investissement élevé à cause de la présence de stations de relevages, Le bruit des pompes, le retour d'eau chez l'habitant n'est pas inévitable en cas de problème dans le réseau de collecte ou de relevage, et le problème de dépôts qui est courant dans les conduites de refoulement surtout dans les régions à faibles pluviométrie et aussi lorsque la longueur de refoulement est grande.

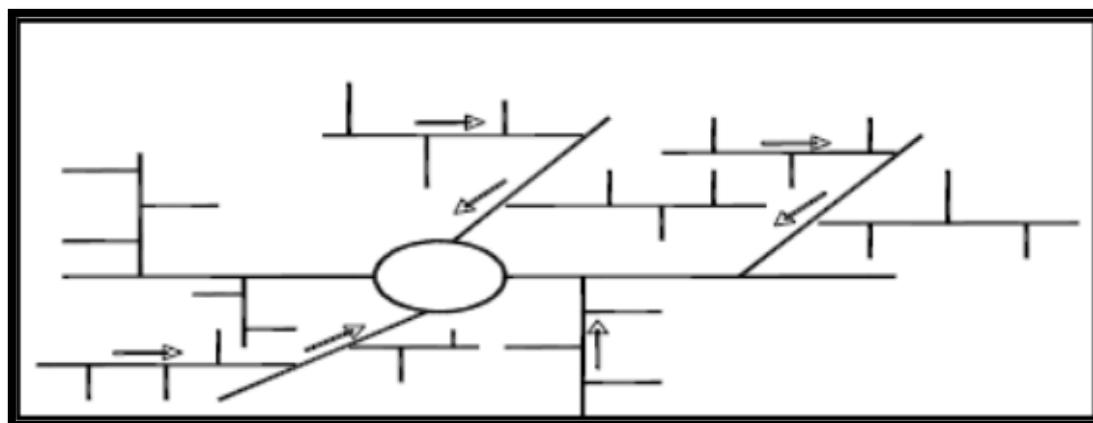


Figure III.8: Schéma type radial.

III.2.2 choix de schéma d'évacuation :

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

- techniques : topographique (topographie locale du lieu, régime de précipitation, nature du terrain).
- urbanisme (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels)
- Les conditions économiques (le coût d'investissement, d'exploitation et d'entretien).
- Les conditions d'environnement: nature de rejet et le milieu récepteur.

III.3 le découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

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.....).

Tableau III.1: les surfaces des sous bassins.

Le numéro de Sous bassin	La surface Ai (ha)
SB 01	2.45
SB 02	2.32
SB 03	2.53
SB 04	2.21
SB 05	1.99
SB 06	1.99
SB 07	3.4
SB 08	3.6
SB 09	1.55
SB 10	6.46
SB 11	0.75
SB 12	0.16
SB 13	2.48
SB 14	1.91

III.4 calcul de coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement caractérisent le volume d'eaux qui ruisselle sur le volume d'eau tombe sur surface :

$$C_r = \frac{V_r}{V_t} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

Autrement dit le coefficient de ruissellement représente le taux d'imperméabilisation, C'est-à-dire le rapport entre la surface imperméable (revêtue) et La surface totale du bassin considéré

$$C_r = \frac{S_{im}}{S_{tot}} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

La valeur de coefficient de ruissellement dépend :

- L'inclinaison de surface (la pente).
- La nature de surface du terrain.
- L'humidité de la surface.
- L'intensité et la durée de pluie.
- La densité de population.

III.4.1 estimation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est estime selon deux cas :

III.4.1.1 premier cas :

Le coefficient de ruissellement estime en fonction de la nature de surface.

Tableau III.2: Le coefficient de ruissellement en fonction de la nature de surface.

Nature de surface	Coefficient de ruissellement
Toit en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85-0.9
Pave en pierres naturelle, brique avec joint	0.75-0.85
Pavage en blocage	0.4-0.5
Surface goudronne	0.25-0.6
Chemin en gravier	0.25-0.3
Gare, terrain de sport	0.1-0.3
Jardin, Park, gazon	0.05-0.25
foret	0.01-0.2

Source : (B. Salah, 2015)

CHAPITRE III : Calcul de base

III.4.1.2 deuxième cas :

le coefficient de ruissellement estime en fonction de la densité de populations, mais dans le cas des zone préurbaine l'estimation de coefficient de ruissellement est difficile.

Tableau III.3 : le coefficient de ruissellement en fonction de la densité de populations.

Densité de populations (hab/ha)	Coefficient de ruissellement
20	0.23
30-80	0.2-0.27
80-150	0.25-0.34
150-200	0.3-0.45
200-300	0.6-0.62
300-400	0.6-0.8
400-600	0.7-0.9

Source : (B. Salah, 2015)

III.4.1.3 Troisième cas :

Le coefficient de ruissellement relatif au type d'occupation du sol.

Tableau III.4: Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	0.70 - 0.95
Résidentiel (Lotissements)	0.30 - 0.50
Résidentiel (Collectifs)	0.50 - 0.75
Résidentiel (Habitat dispersé)	0.25 - 0.40
Industriel	0.50 - 0.80
Terrains vagues	0.05 - 0.15
Terres agricoles(Drainées)	0.05 - 0.13
Terres agricoles (Non drainées)	0.05 - 0.07

Source : (B. Salah, 2015)

III.4.2 le coefficient de ruissellement pondéré :

En pratique, le découpage de la zone d'étude en aires élémentaire (S_i) montre que ces aires presentent des nature de sol heterogene (Cr_i) dans le même sous bassin.

Alors, on peut définir le coefficient de ruissellement pondéré comme étant le coefficient de ruissellement moyen de sous bassin qui est obtenue par la relation suivante :

$$Cr_p = \frac{\sum Cr_i * S_i}{S_t} \dots\dots\dots III.3$$

CHAPITRE III : Calcul de base

Tel que :

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- S_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.
- S : Surface totale de l'agglomération.

Pour notre cas on calcule le coefficient de ruissellement on divise la surface imperméable sur la surface totale de sous bassin.

Tableau III.5: Coefficient de ruissellement estime pour chaque sous bassin.

Le numéro de Sous bassin	Le coefficient de ruissellement
SB 01	0.68
SB 02	0.67
SB 03	0.74
SB 04	0.69
SB 05	0.74
SB 06	0.71
SB 07	0.6
SB 08	0.72
SB 09	0.75
SB 10	0.7
SB 11	0.76
SB 12	0.8
SB 13	0.69
SB 14	0.75

Donc le coefficient de ruissellement pondéré soit égal $C_{rp} = 0.7$

III.5 Calcul le nombre d'habitant de chaque sous bassins :

III.5.1 le nombre d'habitant à l'horizon de calcul :

Généralement l'évolution démographique s'estime à partir d'un taux de croissance constant que l'on peut extrapoler selon diverses hypothèses sur la base du dénombrement effectuée pour différents recensements.

Selon le I APC de Tkoute le nombre d'habitant en 2008 est 1251 habitants, avec un taux d'accroissement régional (wilaya de Batna) de 2.6%, l'évolution de la population future est donnée par la formule suivante :

$$P_N = P_0 * (1 + \tau)^N \dots\dots\dots \text{III.4}$$

P_N : Population à l'horizon considéré.

P_0 : Population de l'année de base.

τ : Taux d'accroissement.

N : Nombre d'années séparent les horizons.

CHAPITRE III : Calcul de base

La période envisagée pour l'étude à long terme est de 30 ans à compter de l'année de base 2020, soit l'horizon 2050.

Tableau III.5: nombre d'habitant à l'horizon de calcul.

Année	2008	2020	2050
Nombre d'habitant	1251	1703	3679

Source : A.P.C de Tkoute

III.5.2 la densité de population :

La densité de population représente le nombre d'habitant dans une unité de surface, elle est donnée par la relation suivante $d = \frac{N}{S} = \frac{3679}{33.8} = 108.846 \text{ hab/ha} \dots \dots \dots$ III.5

Ou d : densité de population dans le bassin considéré (hab/ha).

N : Le nombre d'habitant dans le bassin considéré.

S : La surface du bassin considéré (ha).

III.5.3 détermination de nombre d'habitants dans chaque sous bassin :

À défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.

$$d_i = \frac{Cr_i}{Cr_p} * \frac{N}{S} = \frac{Cr_i}{Cr_p} * d \dots \dots \dots$$
 III.6

- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins. $N_i = S_i * d_i$

Tableau III.6: le nombre d'habitant dans chaque sous bassin.

Sous bassins	Surface (ha)	Coefficient de ruissellement(Cr)	Densité partielle (d_i)	Nombre d'habitants
SB 01	2.45	0.68	105.73	259
SB 02	2.32	0.67	104.18	242
SB 03	2.53	0.74	115.06	291
SB 04	2.21	0.69	107.29	238
SB 05	1.99	0.74	115.06	229
SB 06	1.99	0.71	110.40	219
SB 07	3.4	0.6	93.296	317
SB 08	3.6	0.72	111.95	403
SB 09	1.55	0.75	116.62	181
SB 10	6.46	0.7	108.84	703
SB 11	0.75	0.76	118.17	88
SB 12	0.16	0.8	124.39	20
SB 13	2.48	0.69	107.29	266
SB 14	1.91	0.75	116.62	223

Conclusion :

Dans notre étude on a estimé le nombre de population de 3679 habitants dans l'horizon de calcul de 30 ans (à long terme) répartis sur 14 sous bassins, on a choisis un système d'évacuation unitaire (il s'agit d'un village c'est-à-dire que les eaux pluvial n'est pas propre ainsi que le cout d'investissement est encore moins qu'un système séparatif) avec un schéma d'évacuation a déplacement latéral.

Introduction :

Le but de faire un système d'assainissement est pour garantir l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées (domestique et industriels).

Avant de déterminer les diamètres des collecteur ou dimensionne les ouvrages hydraulique, il faut d'abord évaluer les débits d'eaux usées et pluviales qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets.

IV.1 évaluation des débits pluviaux :

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

IV.1.1 la méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage de la zone d'étude en sous bassin élémentaires, 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 surface limité.

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 :

$$Q = \alpha.Cr.i.A \dots\dots\dots IV.1$$

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 des distributions irrégulières de la pluie de courte et forte intensité, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

Pour la détermination de coefficient correcteur de l'intensité On supposant que les sous bassins ayant une forme rectangulaire de dimension (x, y) avec (l) le cheminement hydraulique le plus long dans le sous bassin.

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

Tableau IV.1: les valeurs de coefficient correcteur en fonction de cheminement hydraulique.

L(m)	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$Y < x/2$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
$y > x/2$	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Source : (B. Salah, 2015)

Et pour des surfaces inférieure a 10 ha ($\alpha = 1$).

IV.1.1.1 Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est approchée.
- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne tient pas compte l'effet de stockage d'eau de ruissellement sur les sous bassins.
- Elle ne tient pas compte de distribution spatiale de la pluie (variation de l'intensité).
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.

IV.1.1.2 Les hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe «Q p » est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i.
- Le débit de pointe Q p est observé à l'exutoire, seulement c'est la durée de l'averse est supérieur au temps de concentration du bassin.
- Le débit de point Q p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale (i) pour une durée égale au temps de concentration (TC) du bassin.

IV.1.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait que :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots IV.2$$

Tel que :

- $t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites (min).
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

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

IV.1.2 la méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par **M.CAQUOT** en **1949**. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement,

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{U}} . I^{\frac{V}{U}} . Cr^{\frac{1}{U}} . A^{\frac{W}{U}} \dots\dots\dots IV.3$$

Où :

- $Q(f)$: Débit pluvial de fréquence f ; $f=90\%$ en (m^3/s)
- K, u, v, w : Coefficients d'expression.
- I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m).
- A : Surface drainée considérée en (ha).

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

$$K = \frac{0.5^{b(f)} * a(f)}{6.6} \dots\dots\dots IV.4$$

$$v = -0.41b(f) \dots\dots\dots IV.5$$

$$u = 1 + 0.287b(f) \dots\dots\dots IV.6$$

$$w = 0.95 + 0.507b(f) \dots\dots\dots IV.7$$

Remarque :

Q_p donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle-ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_p \text{ corrigé} = m Q_p \text{ brute}$$

Avec : m = coefficient d'influence donnée par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} \dots\dots\dots IV.8$$

$$M : \text{coefficient d'allongement } M = \frac{L}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots IV.9$$

$a(f)$ et $b(f)$ sont des paramètres tiré d'après l'hydrologie de la relation :

$$I(t, f) = a(f).tb(f) \dots\dots\dots IV.10$$

Où :

$I(t, f)$: intensité de pluie de durée t et de fréquence f .

L : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m^2).

IV.1.2.1 Validité de la méthode superficielle:

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- elle est valable pour des bassins de superficie inférieure à 200 ha.
- le coefficient d'allongement ($M > 0,8$).

IV.1.2.2 Hypothèse de calcul du modèle de CAQUOT :

- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

IV.1.2.3 Assemblages des bassins versants en série ou en parallèle :

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate. Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

Tableau IV.2: Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{req}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_c \max)}{\sqrt{\sum A_i}}$

A_{eq} : Surface équivalent.

C_r : coefficient de ruissellement équivalent.

I_{eq} : Pente équivalent.

M_{eq} : Coefficient d'allongement équivalent.

IV.1.3 Choix de la méthode de calcul:

Vu les caractéristiques de nos sous bassins et les conditions de validité de la méthode rationnelle sont respectées donc pour le calcul des eaux pluvial de notre projet on utilisant la méthode rationnelle.

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

IV.1.4 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 :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3$$

- $t_1 = \frac{1}{60.v}$: 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 dans 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 15 mn

IV.1.5 Calcul des débits pluviaux :

Les résultats de calcul des eaux pluvial sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin

S.B	Ai (ha)	Cri	Le coef α	I(l/s/ ha)	$Q_{plu}(l/s)$	$Q_{plu}(m^3/s)$
SB 01	2.45	0.68	1	103.19	259.26	0.26
SB 02	2.32	0.67	1	103.19	241.89	0.24
SB 03	2.53	0.74	1	103.19	291.35	0.29
SB 04	2.21	0.69	1	103.19	237.30	0.37
SB 05	1.99	0.74	1	103.19	229.16	0.23
SB 06	1.99	0.71	1	103.19	219.87	0.22
SB 07	3.4	0.6	1	103.19	317.46	0.32
SB 08	3.6	0.72	1	103.19	403.36	0.4
SB 09	1.55	0.75	1	103.19	180.90	0.18
SB 10	6.46	0.7	1	103.19	703.71	0.7
SB 11	0.75	0.76	1	103.19	88.70	0.089
SB 12	0.16	0.8	1	103.19	19.91	0.02
SB 13	2.48	0.69	1	103.19	266.29	0.26
SB 14	1.91	0.75	1	103.19	222.92	0.22

IV.2 évaluation des eaux usées :

IV.2.1 la nature des eaux a évacué :

a) Les eaux usées domestiques :

Ce sont des eaux résultant à partir les activités des habitations dans l'agglomération, elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

b) Les eaux industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines, elles contiennent des substances chimiques et toxiques, elles peuvent causer des problèmes dans le réseau d'évacuation et dans le milieu récepteur, alors, il faut traite ces eaux avant les rejeté.

Pour collecte les eaux industrielles il faut connaitre:

- 1- La nature de l'industrie (Fabrications ou de transformations).
- 2- Taux de recyclage effectivement réalisé ;
- 3- Connaitre le régime de rejet (pour déterminer le débit de pointe)
- 4- Connaitre la qualité des eaux usée industrielles rejetées (composition chimique, température).
- 5- L'agressivité de l'effluent qui contient des matières corrosives et des acides, ce qui exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

c) Les eaux usées du service public :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics, elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales.

d) Eaux d'équipements :

On appelle équipements de services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité, à titre d'exemple :

- | | |
|-------------------------------|------------------------------------|
| - CEM/ lycée : 10 l/j/ élève. | - Maison de jeunes : 10 l/j/jeune. |
| - Lycée : 10 l/j/ élève. | - Stade: 20l/j/joueur |
| - Mosquée : 15 l/j/ fidèle | - Centre de sante20l/j/lit |

e) Les eaux parasites :

Sont des eaux qui transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir, ils viennent :

- De l'infiltration des eaux de pluie.
- Le phénomène de renard (l'existence d'une fuite dans un réservoir).
- La remonte de la nappe.
- D'après les fuites dans un réseau d'alimentation en eau potable.

On estime que le débit d'eau parasite est 0,15 l/s/h.

IV.2.2 évaluation des débits des eaux usées à évacuer :

IV.2.2.1 Consommation en eau potable:

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres, à savoir :

- La disponibilité des ressources.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population

Pour notre agglomération: la dotation moyenne journalière est prise forfaitairement égale à 145 l/j/hab.

Source : Subdivision de TKOUTE.

IV.2.2.2 Le coefficient de rejet (K_r) :

Toutes les eaux consommées par l'agglomération n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet (K_r).

IV.2.2.3 Evaluation du débit moyen journalier de rejet :

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

$$Q_{moy.r} = K_r * dot * N$$

Avec :

$Q_{moy.r}$: Le débit moyen rejeté quotidiennement en [l/s].

K_r : Le coefficient de rejet pris égal à 80%.

dot: La dotation journalière prise égale à 180 l/j/ hab.

N: Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

IV.2.2.4 Le coefficient de pointe (K_p):

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement on utilise la notion de coefficient de pointe qui est un coefficient de majoration, il exprime les variations horaires de débit., On peut calculer le coefficient de pointe à partir de débit moyen tel que :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.r}}} \quad \text{Si } Q_{moy.r} > 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{IV.11}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy.r} < 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{IV.12}$$

IV.2.2.5 Évaluation des débits de pointe :

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{moy.r} \dots\dots\dots \text{IV.13}$$

Avec :

Q_p : Le débit de pointe en [l/s].

K_p : Coefficient de pointe.

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

- *évaluation des débits des eaux domestique et de service public:*

Notre zone d'étude ayant des équipements actuelle et des équipements a projeté, elle ne contenue aucune industrie, ces équipements sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: les débits des équipements pour chaque sous bassin.

Sous bassin	Les équipements	Unité de mesure	Le nombre	Dotation l/j/unité	Débit consommé (l/j)	Débit rejeté (l/j)	K _p	Débit de pointe d'eqp*10 ⁻³ (m3/s)
SB 01	/	/	/	/	/	/	/	/
SB 02	stade	joueur	40	20	800	640	3	0.02
SB 03	Ecole primaire	élèves	120	10	1200	960	3	0.03
SB 04	Restaurant projeté	personne	30	50	1500	1200	3	0.04
SB 05	/	/	/	/	/	/	/	/
SB 06	Hôtel projeté	chambre	50	145	7250	5800	3	0.2
SB 07	Ecole coranique	élèves	50	10	500	400	3	0.01
	mosquée	fidèles	960	20	19200	15360	3	0.53
	Salle des soins	malade	40	10	400	320	3	0.01
SB 08	/	/	/	/	/	/		/
SB 09	/	/	/	/	/	/		/
SB 10	C.E.M projeté	élèves	320	10	3200	2560	3	0.09
	Maison de jeune	inscrit	20	10	200	160	3	0.006
	Agence P.T.T	employé	10	10	100	80	3	0.003
	BIB projeté	vestiaire	100	10	1000	800	3	0.03
	Hôtel	chambre	30	145	4350	3480	3	0.04
	C.de sante projeté	patient	40	20	800	640	3	0.0074
SB 11	Centre de commerce	client	70	5	350	280	3	0.003
SB 12	/	/	/	/	/	/		/
SB 13	Terrain de sport projeté	Joueurs	60	20	1200	960	3	0.01
SB 14	/	/	/	/	/	/		/

Source : P.O.S et A.P.C de GHOUFI.

CHAPITRE IV : Evaluation des débits

Tableau IV.5: les débits des eaux usées totale pour chaque sous bassins.

Sous bassin	Nombre d'habitant	Débit de pointe (l/s)	Débit de pointe d'equi(l/s)	Les eaux parasites (l/s)	Debit usée total(l/s)
SB 01	259	1.04	/	0.37	1.42
SB 02	242	0.97	0.02	0.35	1.34
SB 03	291	1.17	0.03	0.38	1.58
SB 04	238	0.96	0.04	0.33	1.33
SB 05	229	0.92	/	0.3	1.22
SB 06	219	0.88	0.2	0.3	1.38
SB 07	317	1.28	0.55	0.51	2.34
SB 08	403	1.62	/	0.54	2.16
SB 09	181	0.73	/	0.23	0.96
SB 10	703	2.83	0.17	0.97	3.97
SB 11	88	0.35	0.003	0.11	0.46
SB 12	20	0.08	/	0.02	0.11
SB 13	266	1.07	0.01	0.37	1.45
SB 14	223	0.9	/	0.29	1.2

IV.3 Evaluation du débit total :

Le débit total à évacuer pour chaque sous bassin est la somme du débit des eaux usées et pluviales .Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: les débits totaux rejetés pour chaque sous bassin.

N° du S.B	Qplu (m ³ /s)	Q _{USE} totale*10 ⁻³ (m ³ /s)	Qtotale (m ³ /s)
SB 01	0.26	1.42	0.26142
SB 02	0.24	1.34	0.24132
SB 03	0.29	1.58	0.29155
SB 04	0.37	1.33	0.3713
SB 05	0.23	1.22	0.23126
SB 06	0.22	1.38	0.22119
SB 07	0.32	2.34	0.32179
SB 08	0.4	2.16	0.40219
SB 09	0.18	0.96	0.18103
SB 10	0.7	3.97	0.70385
SB 11	0.089	0.46	0.08964
SB 12	0.02	0.11	0.02011
SB 13	0.26	1.45	0.26152
SB 14	0.22	1.20	0.2212

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 (14) sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

Introduction :

Après le calcul de différents débits à évacuer, on passe au dimensionnement des ouvrages qui transportent ces eaux en dehors de l'agglomération en respectant certaines normes d'écoulement (pente et vitesse d'écoulement).

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement, L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

V.1 Conditions de calage des réseaux d'assainissement:

Pour les canalisations d'eaux pluviales ou unitaires Les conditions principales de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- pente minimum : 0,003 m/m
- Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- couverture minimale de la canalisation : 80 cm en dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- regard de visite tous les 80 m au maximum dans un terrain plat et 50 m dans un terrain accidenté pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par caméra.
- regard à chaque changement de pente ou de direction.
- vitesse maximum : 4 m/s à 5 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

Conditions d'auto curage :

- Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s (quand $RQ = (1/10Q_{ps})/Q_{ps} = 0,1$; $R_v = V/V_{ps} = 0,54$).
- Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30$ m/s

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

V.2 Hypothèse de calcul:

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau

- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section (Q_{ps}) ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées. Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :
 - Périmètre mouillé (P) : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en [m].
 - Section mouillée (S) : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau [m²];
 - Rayon hydraulique (R_h) : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé en [m];
 - Vitesse moyenne (V) : C'est le rapport entre le débit volumique en [m³/s] et la section mouillée en [m²].
 - I : la pente de collecteur en (m/m).

V.3 Mode de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre, le débit est déterminé à partir de l'équation de continuité :

$$Q = V * S$$

Pour le calcul de la vitesse moyenne de l'écoulement on peut utiliser la formule de Chézy ou la formule de Manning Strickler :

- Formule de Chézy : $V = C \sqrt{R_h * I}$

Avec :

C : coefficient de Chézy.

I : pente (m/m).

- Manning-Strickler $V = K_s * R_h^{2/3} * I^{1/2}$

Avec:

K_s : coefficient de Manning Strickler dépend de la rugosité de matériaux.

Tableau V.1: le coefficient de rugosité pour différents matériaux.

Type de matériaux	Coefficient de rugosité $K_s (m^{1/3}/s)$
Conduites métallique rivées avec soudures	60
Béton rugueux	60
Conduite en fonte ou en béton (très vieille)	70
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lisse	85
béton très lisse	85
Fonte revêtu intérieurement neuve	110-125
Amiante-ciment	100-120
Cuivre-laiton-PE-PVC lisse	100-150
Acier galvanisé	100-110

Source : (R.BOURRIER, 2008)

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de Manning Strickler, donc on obtient :

$$Q = K_s SR^{2/3} \sqrt{I_i} \dots\dots\dots V.1$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_i}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots V.2$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots V.3$$

D'après l'abaque n (01) nous avons établi les rapports de R_q et R_v , ainsi le R_h tel que :

$$\text{Le rapport de vitesse } R_v = V/V_{ps} \dots\dots\dots V.4$$

$$\text{Le rapport de débit } R_q = Q/Q_{ps} \dots\dots\dots V.5$$

$$\text{Le rapport de hauteur } R_h = H/V_{ps} \dots\dots\dots V.6$$

Avec :

D_{nor} : Le diamètre normalisé de la conduite.

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

Q_{ps} : Débit pleine section (m³/s).

H : La hauteur de remplissage de la conduite.

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux dans l'annexes.

Avec :

Ntr : numéro du tronçon ;

K_s : coefficient de rugosité de Manning $K_s = 120$ pour les conduite lisse (PEHD ondulé).

Prof : profondeur de la génératrice supérieur de la conduite.

H : hauteur de chute pour un regard de chute.

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Qpl: débit d'eau pluviale (m³/s) ;

Qeu : débit d'eau usée (m³/s) ;

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

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau

R_v : rapport des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

$V_{1/10}$: vitesse d'auto curage (m/s) ;

Les résultats de dimensionnement est présenté dans les tableaux de l'annexe n : 01

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 ($V_{1/10} > 0.6\text{m/s}$), avec des vitesses d'écoulement acceptables dans l'ensemble des tronçons $V < 5\text{m/s}$, ainsi que la pente doit être inférieure à 5%.

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, et le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification.

L'ensemble des ouvrages constitués d'un réseau d'assainissement peuvent être classés en Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau et Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau.

VI.1 les ouvrages principaux :

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

VI.1.1 les canalisations :

La canalisation d'assainissement est une conduite faisant partie d'un réseau d'assainissement et permettant de faire circuler des fluides (eaux usées, eaux pluviales ...) entre deux lieux.

Elles se présentent sous plusieurs formes :

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

VI.1.1.1 matériaux de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

a. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont des tuyaux ne contenant aucune armature ou fibre d'acier servant au renforcement, La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante, Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

b. Conduites en béton armé :

Tuyau dont la résistance structurelle est renforcé par des armatures constituées d'une ou plusieurs cages d'acier, convenablement placées pour résister aux contraintes de traction dans la paroi du tuyau.

c. Conduites en amiante-ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

d. Conduites en grès :

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

e. Conduites en chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié :

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

f. Conduites en PEHD annelé et ondulé :

Les tubes PEHD ondule renforce et fabrique a la base de PEHD et renforce avec une corê tube en polypropylène pour une meilleur résistance et flexibilité, son intérieur est lisse permet une bonne fluidité, la jonction de tube peut être faite à l'aide d'un joints élastomère ou en électro-fusion.

Les tubes PEHD annelé ou structure est fabrique complètement a la base de PEHD, noire de l'extérieure et jaune de l'intérieur, ils présentent une facilite de son installation sur terrain, et sa matières est résistant à l'usure et aux attaque chimique.

g. Conduite en fonte :

Les conduites en fonte sont rarement utilise en assainissement, sauf dans le cas où on traverse des terrains hydrominéraux.

VI.1.1.2 Choix du type de canalisation :

Le choix de type de conduite a utilisé doit être fait en tenant compte des données suivantes :

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

Pour notre projet, les conduites utilisées seront PEHD ondulé vu les avantages qu'elles présentent :

- Flexibilité et la facilite de la mise en œuvre.
- Etanchéité et résistance à la corrosion et aux attaques chimiques.
- La résistance à la pression et la résistance mécanique.
- lisse à l'intérieur, grande quantité d'écoulement.
- Rigidité élevée des anneaux.
- Longue durée de vie (50 ans) lorsqu'il est enterre sous terre.
- La gamme de production est très large.

VI.1.2 les joints :

VI.1.2.1 Les joints en élastomères :

1) Les joints toriques

Sont des éléments d'étanchéité circonferentiel de section en forme de tore, il assure une protection efficace et économique contre les fuites, son utilisation peut être statique ou dynamique.

2) Les joints à lèvres :

Est une bague d'étanchéité radiale pour pièces tournant ou coulissante, elle est constitué d'un boîtier emmanche a force a la partie fixe, collé par une colle des scellements, maintenu par le revêtement caoutchouc de la bague extérieur, la partie intérieur constitue d'une ou d plusieurs lèvres qui assure l'étanchéité.

3) Les joints de piston :

Est un joint d'étanchéité supporte la pression sans provoque des fuites.

VI.1.2.2 Les joints électro-fusion :

L'électro-fusion est le processus de jonction de deux éléments basée sur la fusion des surfaces externes des éléments et la surface interne du raccord électro-soudable à l'aide d'une résistance électrique incorporée dans le joint.

VI.1.1.3 Différent actions supportées par la canalisation :

Les canalisations sont sujettes à différentes actions (extérieur et intérieur), ces actions sont :

1. *Actions chimique :*

Ces action sont dues à des agents chimique se trouvent dans les eaux d'origine industrielles et autre dont le PH est souvent faible, ceci favorise le développement des bactéries acidophile anaérobique qui produisent de l'acide sulfurique corrosif et néfaste aux conduite surtout celle fabrique en béton.

2. *Les actions mécaniques :*

Ces action sont dues aux frottements des particules charriées par les eaux usée, qui engendrant l'érosion des parois intérieur des canalisations.

3. *Action statique :*

Engendrée le mouvement intérieur de l'eau dans les conduite et les surcharge due au trafic routier.

VI.2 les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout .Ils sont pour but d'assure le bon fonctionnement de schéma d'évacuation, ils se composent de :

VI.2.1 Les branchements :

Les branchements ou raccordement de service, ce sont des conduites utilise pour collecter les eaux usées domestique, pour ce types des conduites il faut satisfaire les conditions suivantes :

- ces conduites ayant des diamètres inferieur au diamètre de la conduite public environ de 7/10
- le raccordement du cote égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incline de 60° pour ne pas perturbe l'écoulement.
- la pente doit être 3% pour le rinçage de la conduite et éviter le retour des eaux.
- pénétration par le haut du collecteur.
- le diamètre minimal des branchements doit être 150 mm

VI.2.2 Les bouches d'égout :

Sont destinée a absorbé les eaux pluvial et les de lavage, Elles peuvent être classées en deux types selon la manière de recueillir des eaux, On distingue la bouche à absorption latérale (dans le trottoir), ou à absorption par le haut (dans la chaussée).

La distance entre les bouches d'égout est de 50 m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre deux bouches.

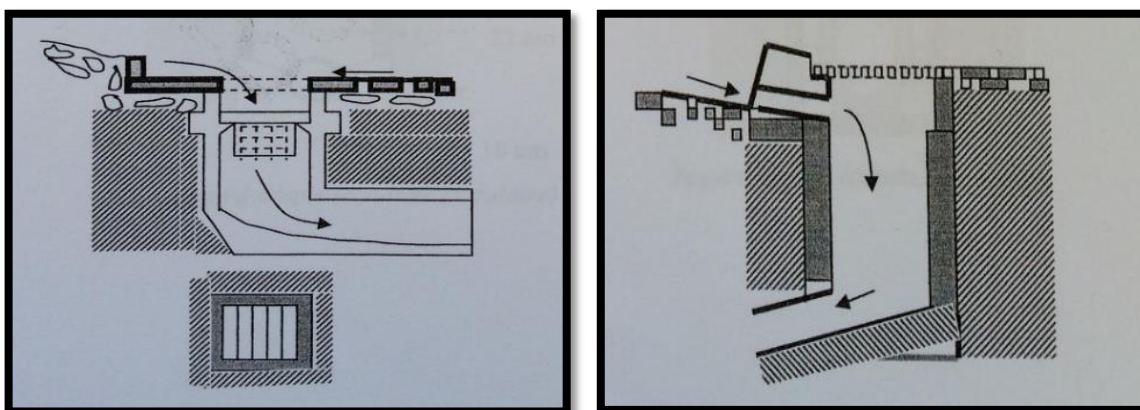


Figure VI.1: avaloire a absorption par le haut **Figure VI.2 :** avaloire a absorption par cote latérale.

Source : (B. Salah, 2015)

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

VI.2.2.1 dimensionnement des bouches d'égout :

On prend un exemple d'un tronçon (R22-R23) :

$$\text{On a } Q = \mu \cdot S_t \sqrt{2gh} \dots\dots\dots \text{VI.1}$$

$$\text{Avec : } \mu = m * k \dots\dots\dots \text{VI.2}$$

Tel que : k : Coefficient de colmatage (0,8 < k < 1).

m : coefficient de débit (0.6).

S_t : Section de passage d'eau.

h = 10 à 15 cm (hauteur du trottoir).

On a Q = 98 l/s pour le tronçon (22-23)

$$S_t = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gh}} = \frac{98 \cdot 10^{-3}}{0.6 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.15}} = 0.106 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

On propose 4 ouvertures de longueur 40 cm alors $s_i = \frac{0.106}{4} = 0.027 \text{ m}^2$

$$S_i = L * l \implies l = \frac{0.027}{0.4} = 0.06 \text{ m} = 6 \text{ cm}$$

Donc le nombre de barreau = nombre d'ouverture + 1 = 5

On a la largeur du barreau = 0.03 m.

Donc la largeur total de bouche est 0.03 * 5 + 0.06 * 4 = 0.39 m.

Donc les dimensions de la bouche d'égout est l = 40 cm et L = 39 cm.

Avec 4 ouvertures de 6 cm de largeur.

VI.2.3 Regards :

Les regards sont des ouvrages utilisés pour assurer le service et la surveillance du réseau. Le type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.

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

- Regard double : pour système séparatif.

- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous.

- Regard de chute : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable

✓ 35 à 50 m en terrain accidenté.

✓ 50 à 80 m 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.

Source : (polycopie B. Salah, assainissement des eaux usée et pluviale) 2015

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

VI.2.3.1 Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

❖ *Regard de visite :*

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 30 à 80m selon la nature du terrain (accidenté ou non).

❖ *Regard de jonction :*

Utilise pour relier deux collecteurs de même ou de différentes sections, de même ou de différents matériaux, 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.

❖ *Regard de chute :*

C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

a- La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

b- La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

VI.2.3.2 la largeur de regard de chute :

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

$$l = V * t \quad \implies t = \frac{l}{V} \quad \text{et} \quad h = 1/2gt^2 \dots\dots\dots \text{VI.4}$$

Ou : l : Longueur du regard (m).

H : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

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

On prend un exemple d'un regard de chute avec :

- un débit ($Q = 0.098 \text{ m}^3/\text{s}$)
- un débit plein section de ($Q_{ps} = 0.34 \text{ m}^3/\text{s}$)
- hauteur de chute de 1.5 m.

$$R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0.29 \implies R_v = 0.87 \implies V = 4.15 \text{ m/s}$$

Donc $l = 2.29 \approx 2.3 \text{ m}$.

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

Remarque : dans la pratique les regards de chute sont des regards avec un déflecteur pour protéger le regard.

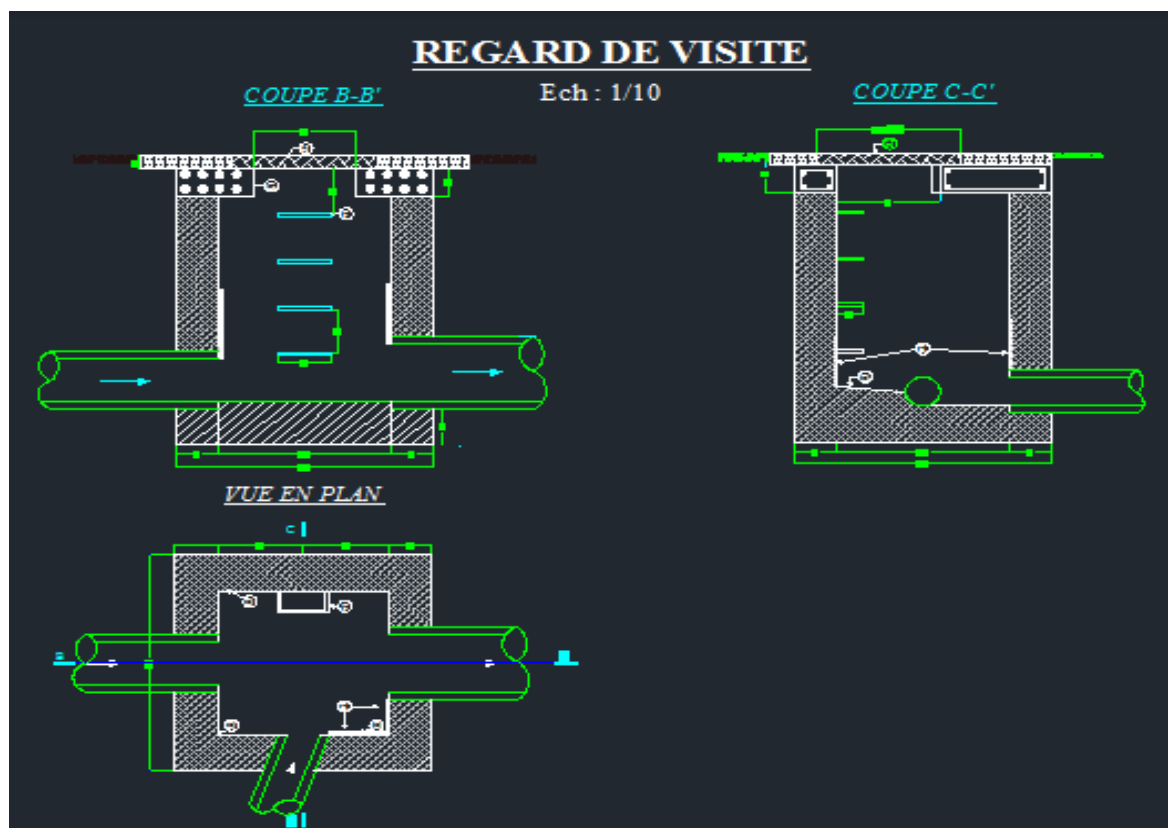


Figure VI.3 : schéma d'un regard de visite

VI.2.4 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. Quel que soit le type de déversoir il faut assurer les fonctions suivantes :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec
- Evacuer sans surverse le débit critique.
- Surverse le débit d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débits du réseau aval
- Equilibre de l'écoulement dans les collecteurs.

VI.2.4.1 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

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto-épurateur du milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- La topographie du site et La variations des pentes.

VI.2.4.2 Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir.

❖ **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 a seuil latéral et conduite aval libre :**

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval à 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.

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

Ce type de déversoir est préconisé dans le cas où la pente est très importante, et à la présence d'écoulement torrentiel. Le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence.

❖ **Déversoir frontale :**

Ce type de déversoir est la solution pour limiter le débit envoyé dans le collecteur aval et d'avoir une mise en charge d'un tronçon de ce collecteur.

❖ **Trous dans le mur :**

Aujourd'hui, ces types d'ouvrage abandonnés pour deux raisons. La première est due à une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement. En effet, pour évacuer le débit rejeté, l'ouvrage fonctionne comme un réservoir avec vidange par le fond. Il faut donc une charge importante d'eau dans le déversoir pour permettre l'évacuation par le trop plein. Le niveau de l'eau risque donc d'atteindre le terrain naturel avant d'atteindre le débit de décharge maximal. La deuxième raison est due à une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.

➤ **Déversoirs by-pass :**

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau Pour avoir la capacité de transports ; prélever les eaux de temps sec pour les envois vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

VI.2.4.3 Dimensionnement de déversoir d'orage :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral ou frontale.

On doit déterminer :

- **Le débit total** : qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P).

$$Q_t = Q_p + Q_{us} \dots \dots \dots \text{VI.5}$$

- **le débit critique Q_{cr}** :

$$Q_{cr} = Q_t * Z \dots \dots \dots \text{VI.6}$$

Avec Z : coefficient de retardement dépend de temps de concentration.

$$Z = Q_t * \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) \dots \dots \dots \text{VI.7}$$

- **Temps de concentrations :**

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

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Notre cas on prend : $T_c = t_1 + t_2$

Avec :

$$t_1 = L/V = 7.51 \text{ min.}$$

t_2 : varie entre (2 à 20 min).

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

V : la vitesse moyenne du cheminement le plus long (m/s) On prend le $t_2 = 8 \text{ min}$

$$T_{c1} = t_1 + t_2 = 7.51 + 8 = 15.51 \text{ min.}$$

- **Débit de pointe allant vers la station d'épuration :**

$$Q_{ST} = d * Q_{US} \dots \dots \dots \text{VI.8}$$

d : représente la dilution ($d=2$).

- **Le débit rejeté vers l'oued :**

$$Q_R = Q_{cr} - Q_{ST} \dots \dots \dots \text{VI.9}$$

- **la hauteur de la lame déversée (Hd)**

- **la longueur du seuil** : par l'application de la formule de Bazin.

Pour notre projet on a un déversoir d'orage latéral a projeté :

Ce déversoir d'orage se placé au sud-ouest de l'agglomération, il est chargé de déverser le débit d'orage dans l'oued et d'évacuer les eaux usées dans une station d'épuration a projeté.

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 3.79 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.83 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station :
 $Q_{ST} = 2 Q_{US} = 0.041 \text{ m}^3/\text{s}$
- Z coefficient de retardement = 0.85
- Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.85 * 3.79 = 3.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit rejeté vers l'oued : $Q_R = Q_{cr} - Q_{st} = 3.21 \text{ m}^3/\text{s}$
- Calcul de la hauteur d'eau amont :

$$R_Q = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \text{ Et } R_h = \frac{H_{amont}}{D} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

Alors :

$$R_Q = 0.67 \text{ et } R_h = 0.6 \quad \text{Donc } H_{amont} = 720 \text{ mm}$$

- Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \text{ Et } R_h = \frac{H_{st}}{D} \dots\dots\dots \text{VI.11}$$

Alors :

$$R_Q = 0.0084 \text{ et } R_h = 0.07 \quad \text{Donc } H_{st} = 84 \text{ mm}$$

Remarque : pratiquement impossible réalisé $H_{st} = 84 \text{ mm}$ on pose $H_{ST} = 300 \text{ mm}$.

Alors on obtient:

$$R_H = 0.25 \text{ et } R_h = 0.19 \quad R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \implies Q_{st} = 0.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Et } Q_{dev} = 2.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{dev} = 720 - 300 = 420 \text{ mm}$$

- Détermination la longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN : $Q_{dev} = \frac{2}{3} * m * l * H_{dev}^{\frac{3}{2}} * \sqrt{2g}$

Avec :

μ : coefficient de débit, pour un déversoir latérale ($\mu=0.37$).

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

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,8 (2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \dots\dots\dots VI.12$$

$$L = \frac{3 \cdot 2,33}{2 \cdot 0,37 (2 \cdot 9,81)^{0,5} \cdot H_{dev}^{1,5}} = 7,83 \text{ m} \approx 8 \text{ m}$$

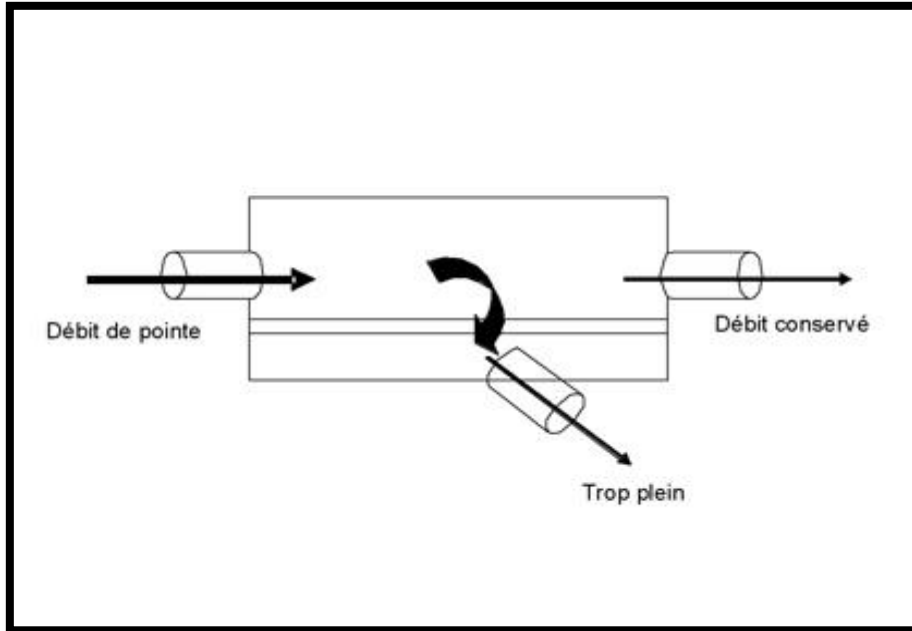


Figure VI.4 : schéma d'un déversoir d'orage à seuil latéral

Source : (<http://www.territorial.fr>)

VI.2.5 la station d'épuration :

Notre zone d'étude ne contient pas une station d'épuration, donc on dispose de projeté une station d'épuration à boues activées pour améliorer les conditions écologiques de la région et qualité des eaux de l'oued El-biod. Les eaux usées brutes sont conduites vers la station d'épuration par l'intermédiaire d'un réseau d'assainissement unitaire. La station d'épuration projetée reçoit un débit de 0.041 m³/s, elle contient les ouvrages suivants :

VI.2.5.1 Dégrillage :

L'opération du dégrillage a pour d'éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau résiduaire ; c'est ce qui permet de protéger la station contre le problème de bouchage au niveau de ces des différents ouvrages causé par les différents objets

VI.2.5.2 Dessablage-déshuilage :

Le dessableur-déshuileur a pour but de piéger les matières minérales de diamètre supérieur à 0,2mm du gravier et du sable, et d'éliminer les graisses et des huiles de l'effluent de façon à éviter les dépôts dans les conduites et protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

VI.2.5.3 traitement primaire :

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir à une décantation.

VI.2.5.4 Traitement biologique :

- **Aérateur :**

Le bassin d'aération est l'ouvrage le plus important dans une station d'épuration fonctionnant avec un procédé biologique, il est considéré comme les poumons de la station, c'est pour ça il doit être dimensionné avec précision ; ce bassin peut être sous forme circulaire ou sous forme rectangulaire.

- **Clarificateur :**

Le clarificateur ou le décanteur secondaire a pour but de séparer les floes biologiques de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

VI.2.5.5 Traitement tertiaire (complémentaire) :

Les stations d'épuration n'éliminent qu'environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires doivent être mis en place.

Alors, les traitements complémentaires est pour but d'éliminer l'azote et le phosphore présent dans les eaux épurées.

Conclusion

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

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- les déversoirs d'orage de type latéral.
- Les regards.

Ainsi pour protéger le milieu récepteur, on propose de projeter une station d'épuration à boues activées pour traiter les eaux de cette agglomération.

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humaine, matériels et matériaux, et demande et impose un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens pour but de chercher la qualité, l'économie et la rapidité. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on estime le coût de ce projet.

VII.1 Pose des canalisations :

Après avoir dimensionné le réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales, on passe à une étape très importante qui est la pose de canalisation. A cet effet il faut mettre toutes les dispositions utiles pour qu'aucun problème ne se pose lors de la pose de la canalisation. Les réseaux d'évacuation des eaux usées sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

- Le poids propre du remblai.
- Le poids de liquide contenu, les charges abrasives transportées.
- Les charges fixes et mobiles sur le remblai.
- Les tassements différentiels du terrain.
- L'action des racines des arbres.
- Les variations du niveau de la nappe phréatique.
- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- Les tassements et vibrations dus au trafic routier.

Pour la pose des canalisations on fait exécuter les opérations suivantes :

VI.1.1 Travaux préparatoires :

V.1.1.1 Végétation :

Les travaux préparatoires comprennent l'abattage, la coupe et l'enlèvement tous les arbres, arbustes et autres végétations qui se trouvent dans l'emprise des ouvrages.

Ces travaux devront être conduits de façon à prévenir tout dommage aux arbres qui ne doivent pas être abattus, aux ouvrages et installations existants ou en construction, et de façon à assurer la sécurité des personnes.

V.1.1.2 Décapage terre végétale :

La terre végétale sera soigneusement mise en dépôt sur des aires en vue de leur remise en place en partie supérieure des futurs remblais.

V.1.1.3 Implantation des regards et des axes des tranchées sur le terrain :

On maitre des jalons ou des piquets sur l'axe de tranchée suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placés aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, pour cela on a besoin des instruments suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mire et piquets.

VII.1.2 Exécution des Tranchées :

VII.1.2.1 Excavation des tranchées et de fouilles pour les regards :

Dans les travaux d'exécution, on doit suivre la pente d'après le profil en long et poser les conduites à un niveau inférieur au réseau d'AEP, Les travaux d'exécution des tranchées se font mécaniquement de l'aval vers l'amont.

VII.1.2.2 Profil type des tranchées :

Compte tenu des conditions locales, nature des sols, profondeur des collecteurs, présence de la nappe phréatique, il est proposé de retenir une tranchée type à parois verticales, blindée et étayée conformément à la réglementation (dès que leur profondeur dépasse 1,30 mètre).

➤ *Profondeur de la tranchée :*

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots \text{VII.1}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée(m).

e : Epaisseur du lit de sable(m).

D : Diamètre de la conduite(m).

h : Hauteur du remblai (m).

➤ *Largeur de la tranchée :*

La tranchée doit être en tout point suffisante pour qu'il soit facile d'y placer les tuyaux et les raccords, d'y effectuer convenablement les remblais autour des canalisations e d'y exécuter la pose des éléments et leurs assemblages .La largeur minimale de la tranchée en fond d'excavation, ou le cas échéant entre blindages, sera au minimum égale au diamètre extérieur de la conduite plus 30 cm de part et d'autre pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm, ou plus 40 cm pour des diamètres supérieurs.

$$B = D + 2c \quad \dots\dots\dots \text{VII.2}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite, on prend $c = 0.3\text{m}$

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

VII.1.2.3 Soutènement des fouilles

Généralement, le mode d'excavation et de soutènement, fouille talutée ou blindée, est choisi en fonction :

- De la nature et de la tenue des sols.
- De la profondeur de la fouille.
- De la présence et du niveau de la nappe et de l'importance des venues d'eau.
- Des contraintes spatiales (proximité des bâtiments et des infrastructures).

Les fouilles talutées sont simples à réaliser et d'un coût moindre si la profondeur est peu importante. Cependant, en présence d'eau leur stabilité est compromise. Le blindage, tout en assurant la stabilité des fouilles, permet de restreindre l'emprise des travaux, les volumes d'excavations et les volumes de remblais de substitution dans les zones où les matériaux d'excavation ne peuvent être réutilisés.

Pour des profondeurs supérieures à 3 mètres mais aussi en cas de venue d'eau très importante ne permettant plus l'assèchement des fouilles avec un blindage traditionnel, la mise en place de palplanches au préalable de la réalisation des excavations sera nécessaire.



Figure VII.1: Soutènement par blindage

Source : <https://www.wikip.fr>

VII.1.3 Techniques de pose

VII.1.3.1 Aménagement du lit de pose:

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

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter :

- éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- Creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pour tour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- Placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- dans un mauvais sol, il faut 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.

VII.1.3.2 Mise en place des conduites.

VII.1.3.3 Assemblage des conduites par des joints.

VII.1.3.4 Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée. L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

- **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 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII.1.3.5 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.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

VII.1.3.6 Les boîtes de branchement

Les branchements particuliers doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement. Ils seront exécutés en tronçon aussi rectiligne que possible.

VII.1.3.7 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.

VII.1.3.8 Remblaiement et compactage des tranchées:

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

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

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII.1.4 Choix des engins :

Pour chaque opération de terrassement, il y a un engin qui convient

➤ Pour l'excavation des tranchées :

Pour l'excavation on utilise les pelles hydrauliques qui sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains, ils font l'excavation des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

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

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



Figure VII.2: Pelle équipée en rétro

➤ Pour le remblaiement des tranchées :

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



Figure VII.3: Chargeur

VII.2 Devis quantitatif et estimatif :

Le calcul devis quantitatif et estimatif consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et par suite estimer le coût de projet.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

VII.12.1 Détermination des différents volumes :

➤ Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad \dots\dots\dots \text{VII.3}$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

➤ Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B . L . H \quad \dots\dots\dots \text{VII.4}$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

➤ Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e . L . B \quad \dots\dots\dots \text{VII.5}$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de lit de sable en (m), on prend $e = 0.2$ m.
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

➤ **Volume occupé par les conduites :**

$$V_c = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \quad \dots\dots\dots \text{VII.6}$$

V_c : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m)

➤ **Volume du remblai :**

$$V_r = V_d - [V_c + V_{ls}] \quad \dots\dots\dots \text{VII.7}$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

➤ **Volume excédentaire :**

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad \dots\dots\dots \text{VII.8}$$

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

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que $V_f = V_d \cdot K_f \quad \dots\dots\dots \text{VII.9}$

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

Tableau VII.1: coefficient de foisonnement pour différent nature de sol.

Type de sol	K _f
Sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
argile	1.25-1.3

Source : (B. Salah, 2015)

Pour notre cas on a : $K_f = 1,2$.

Les différents volumes sont représentés dans le tableau :

Tableau VII.2: Volumes de travaux.

Travaux	décapage	lit de sable	déblai	remblai	Sol excédentaire
Les volumes (m³)	742.17	742.17	13257.34	10965.54	6269.02

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

➤ **Le prix de projet :**

Tableau VII.3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

n°	désignation	unité	quantité	prix unitaire	montant (DA)
A	travaux de terrassement				
1	décapage de la tranchée	m3	742.16	250.00	185541.12
2	déblais	m3	13257.34	600.00	7954405.75
3	pose de lit de sable	m3	742.16	1200.00	890597.39
4	remblais de la tranchée	m3	10965.54	600.00	6579321.03
5	évacuation des déblais excédentaire	m3	6269.01	200.00	1253802.15
6	grillage	ml	6845.241	40.00	273809.64
B	canalisation				
	fournitures, transport et pose de canalisation				
	canalisation en PEHD Ondulé				
	Ø 300	ml	2825.043	8000.00	22600344.00
	Ø 400	ml	1372.21	8500.00	11663785.00
	Ø 500	ml	760.92	9000.00	6848280.00
	Ø 600	ml	1839.085	9500.00	17471307.50
	Ø 800	ml	575.293	10000.00	5752930.00
	Ø 1000	ml	759.03	10500.00	7969815.00
	Ø 1200	ml	10	11000.00	110000.00
C	construction				
	regards en béton armé	unité	194	100000.00	19400000.00
	déversoir d'orage	unité	1	200000.00	55152558.11
	total HT				164106496.69
	Total TVA 19 %				195286731.1

VII.3. Planification des travaux :

La planification des travaux consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre, les moyens matériels et les moyens financiers pour assurer l'efficacité de l'action d'entreprise.

VII.3.1 Objectifs de planification des travaux :

Le travail doit se faire dans :

- dans un ordre correct.
- au temps correct.
- économique que possible.

VII.3.2 Définition d'un réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un programme ou d'un plan pour un projet particulier qui montre les relations entre les opérations qui sont indispensables pour l'achèvement du projet, il existe deux types de réseaux :

- **Réseau à flèche** : dans un réseau à flèche l'opération est mentionnée sur la flèche et la liaison entre les opérations est assurée par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

Le (1) représente le début de l'opération.

Le (2) représente la fin de l'opération.

- **Réseau à nœud** : dans un réseau à nœud l'opération est mentionnée dans un cercle appelé nœud et la liaison entre deux opérations est assurée par une flèche.



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VII.3.3 Les différentes étapes pour construire un réseau :

- collection des informations : les plans d'exécution, les normes de travail et de matériels, les prix des matériaux et les salaires.
- la décomposition du projet : c'est l'annonce de tous les opérations du projet afin de maîtriser les délais de chaque tâche.
- Prévoir les relations préférentielles et logiques.
- Attribution des durées : il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).

Dimensions du projet.

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots VII.10$$

Avec : $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

VII.3.4 Les méthodes de planifications des travaux :

- les méthodes basées sur le réseau.
 - La méthode potentielle
 - La méthode PERT
- les méthodes basées sur le graphique.
 - La méthode du tableau
 - Diagramme de Gault

VII.3.5 Les principales opérations à exécuter :

A : Piquetage.

B : Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.

C : Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

D : Aménagement du lit de pose.

E : Construction des regards.

F : La mise en place des canalisations en tranchée.

G : Assemblage des tuyaux.

H : constriction des ouvrages annexes.

I : Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

J : Remblai des tranchées.

K : Travaux de finition.

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

VII.3.6 Les paramètres des méthodes de calculs :

Les paramètres indispensables pour le calcul de la durée de projet :

- 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 ;

Et il faut que :

$$MT = DFPP - DFP ;$$

$$MT = DCPP - DCP ;$$

$$DCPP - DCP = DFPP - DFP ;$$

Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale optimale du projet (DTR) reliant les opérations possédant, il caractérisé par une marge totale nulle (0).

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

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \dots\dots\dots VII.11$$

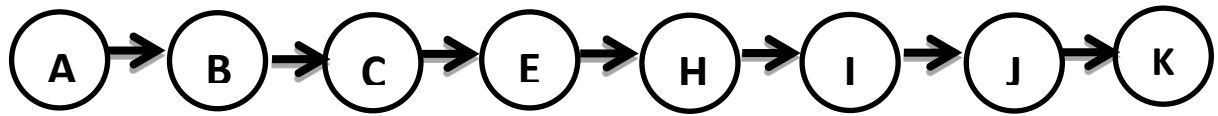
Pour notre projet on détermine la durée de projet par les deux méthodes suivantes :

1- La méthode de tableau :

Tableau VII.4: détermination des délais.

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	20	0	20	0	20	0
B	35	20	55	20	55	0
C	90	55	145	55	145	0
D	15	145	160	180	195	35
E	95	145	240	145	240	0
F	40	160	200	195	235	35
G	20	200	220	235	255	35
H	15	240	255	240	255	0
I	25	255	280	255	280	0
J	25	280	305	280	305	0
K	15	305	320	305	320	0

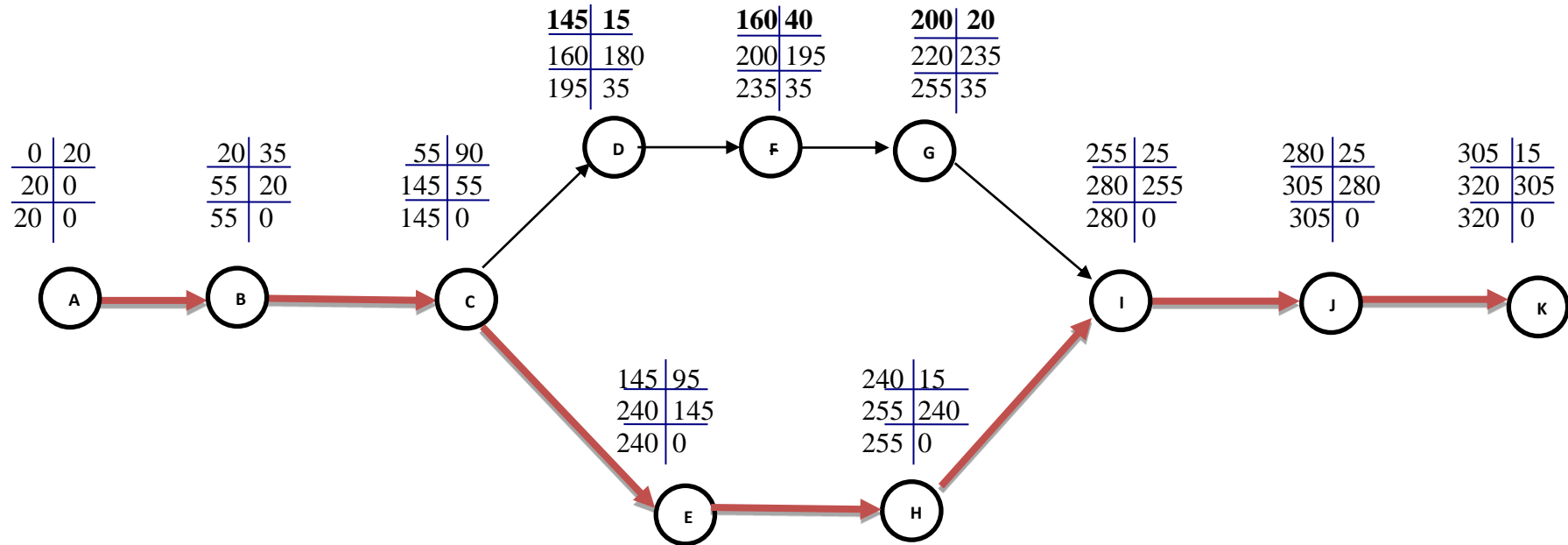
Le chemin critique :



$$TR = \sum MT = 320 j \dots\dots\dots VII.12$$

CHAPITRE VII : L'organisation de chantier

La méthode potentielle (réseau a nouds) :



Avec :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Conclusion :

Dans le présent chapitre on a fait une étude estimative des volumes des travaux pour but d'établir une estimation du coût total du projet.

La planification des travaux est nécessaire pour une meilleure utilisation des ressources matérielles, matériaux et humain avec la rapidité, économie et la bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

Conclusion générale

L'objectif de notre étude déjà signalé c'est la projection d'un réseau d'assainissement pour l'agglomération de GHOUFI pour évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables, afin d'éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol à long terme de notre agglomération et une étude hydrologique profonde, nous ont permis de déterminer les débits d'eaux usées et pluviales.

Dans notre étude on a projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Notre choix s'est penché sur un système unitaire avec un schéma par déplacement latéral.

D'après la topographie de notre zone d'étude on a opté pour une seule variante, qui comporte trois collecteurs principaux et un collecteur de rejet. Pour les éléments du réseau d'égout, on a projeté des déversoirs d'orage latéral, des regards de jonction et des regards de chute.

Tous les rejets dans l'oued ont été éliminés et une évacuation vers la station d'épuration qui a été projetée.

Enfin pour une supérieure endurance de notre réseau un entretien périodique est exigé.

Références bibliographiques

- TOUAIBIA, B « Manuel pratique d'hydrologie » 2015.
- GOMELLA, C, GUERREE, H., « Guide d'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales, 1986, Paris.
- A.LENCASTRE, « Hydraulique générale », 2008.
- SALAH .B / Polycopies d'assainissement 4 -ème et 5ème année / ENSH 2014.
- BECHIR SELMI, MARC SATIN, REGIS BOURRIER, 4e édition « Guide technique de L'assainissement.
- REGIS, B, « les réseaux d'assainissement » 2008.
- ITP Innovation Transformation Polymère(Algérie) . [en ligne].
<http://www.itp.dz/index.php/contact.html>
- KERKAR LILIA, mémoire de fin d'études d'assainissement, dimensionnement et protection du réseau d'assainissement de la ville d'el-AFFROUN (BLIDA), ENSH 2010.

Annexe 01 : calcul de dimensionnement du réseau d'assainissement

1- L'intercepteur :

troncon	N reg	CTN (m)	Prof (m)	H de Chute (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	V1/10 (m/s)	contrainte
1 - 2	1	864.20	1.3		50.0	1.05	1.848	761.36	800	4.20	2.11	0.88	1.14	0.72	4.77	578.73	2.27	vérifier
2 - 3	2	864.08	1.7		50.0	1.14	1.848	749.42	1000	5.08	3.99	0.46	0.98	0.48	4.96	478.44	2.74	vérifier
3 - 4	3	863.31	1.5		50.0	0.77	1.848	805.59	1000	4.19	3.29	0.56	1.03	0.53	4.33	532.50	2.26	vérifier
4 - 5	4	863.02	1.6		50.0	0.90	1.848	783.13	800	3.89	1.96	0.94	1.14	0.77	4.44	612.08	2.10	vérifier
5 - 6	5	862.67	1.7		50.0	0.75	1.848	810.36	1000	4.12	3.24	0.57	1.04	0.54	4.28	537.38	2.23	vérifier
6 - 7	6	862.30	1.7		50.0	0.87	1.848	787.45	800	3.84	1.93	0.96	1.14	0.77	4.37	619.75	2.07	vérifier
7 - 8	7	862.16	2		50.0	0.74	1.848	812.00	1000	4.10	3.22	0.57	1.04	0.54	4.26	539.07	2.22	vérifier
8 - 9	8	861.89	2.1		50.0	1.03	1.848	763.29	800	4.17	2.09	0.88	1.14	0.73	4.74	581.53	2.25	vérifier
9 - 10	9	861.37	2.1		50.0	0.78	1.848	804.81	1000	4.20	3.30	0.56	1.03	0.53	4.34	531.71	2.27	vérifier
10 - 11	10	861.08	2.2		50.0	0.77	1.848	806.77	1000	4.17	3.28	0.56	1.03	0.53	4.32	533.70	2.25	vérifier
11 - 12	11	860.90	2.4		50.0	0.77	1.848	805.59	1000	4.19	3.29	0.56	1.03	0.53	4.33	532.50	2.26	vérifier
12 - 13	12	860.51	2.4		50.0	0.77	1.848	807.16	1000	4.17	3.27	0.56	1.03	0.53	4.31	534.10	2.25	vérifier
13 - 14	13	860.13	2.4		50.0	1.16	1.848	746.26	800	4.43	2.22	0.83	1.12	0.70	4.98	556.84	2.39	vérifier
14 - 15	14	859.55	2.4		50.0	0.78	1.848	805.20	1000	4.20	3.29	0.56	1.03	0.53	4.33	532.10	2.27	vérifier
15-334	15	858.76	2.4	0.4	51.7	0.93	1.848	778.56	800	3.95	1.99	0.93	1.14	0.76	4.51	604.53	2.14	vérifier
334-16	334	857.88	2		50.0	0.72	2.762	948.46	1000	4.05	3.18	0.87	1.13	0.72	4.60	718.71	2.19	vérifier
16 - 17	16	857.82	2.3		50.0	0.58	2.762	989.36	1000	3.62	2.84	0.97	1.14	0.78	4.13	784.50	1.96	vérifier
17 - 18	17	857.23	2.2	0.2	50.0	0.68	2.762	958.62	1000	3.94	3.09	0.89	1.14	0.73	4.48	733.49	2.13	vérifier
18 - 19	18	855.99	1.3		50.0	0.91	2.762	909.40	1000	4.53	3.56	0.78	1.10	0.66	5.00	661.91	2.45	vérifier
19 - 20	19	855.54	2	0.9	50.0	0.59	2.762	985.56	1000	3.66	2.87	0.96	1.14	0.78	4.17	777.03	1.98	vérifier
20 - 21	20	854.24	1.2		59.3	0.68	2.762	959.85	1000	3.93	3.08	0.90	1.14	0.74	4.47	735.31	2.12	vérifier
	21	853.84	1.2															

2-Le collecteur principale 01 :

troncon	N reg	CTN (m)	Prof (m)	H de Chut (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	V1/10 (m/s)	contrainte
22 - 23	22	897.55	1.2		23.13	0.39	0.018	159.35	300	1.34	0.09	0.19	0.76	0.29	1.01	86.98	0.72	vérifier
23 - 24	23	898.06	1.8		40.28	3.51	0.077	184.12	300	4.00	0.28	0.27	0.86	0.35	3.43	106.08	2.16	vérifier
24 - 25	24	896.64	3.3	1.5	28.32	4.95	0.098	189.29	300	4.75	0.34	0.29	0.87	0.37	4.15	110.53	2.57	vérifier
25 - 26	25	893.14	2.2	1	45.98	4.70	0.133	214.23	300	4.63	0.33	0.41	0.94	0.45	4.36	133.57	2.50	vérifier
26 - 27	26	890.18	1.4		50.00	1.14	0.221	337.69	400	2.77	0.35	0.64	1.06	0.57	2.93	229.86	1.49	vérifier
27 - 28	27	889.21	4.1	3.1	53.20	4.24	0.261	281.26	300	4.39	0.31	0.84	1.13	0.70	4.96	210.87	2.37	vérifier
28 - 29	28	883.85	1		54.41	1.80	0.261	330.42	400	3.46	0.44	0.60	1.05	0.55	3.63	221.60	1.87	vérifier
29 - 30	29	882.88	1		47.76	2.73	0.300	321.44	400	4.27	0.54	0.56	1.03	0.53	4.41	212.19	2.31	vérifier
30 - 31	30	881.57	2.5	1.5	49.27	3.25	0.339	325.78	400	4.66	0.59	0.58	1.04	0.54	4.85	216.65	2.52	vérifier
31 - 32	31	878.47	3.2	2.2	40.21	3.23	0.371	337.46	400	4.65	0.58	0.64	1.06	0.57	4.92	229.59	2.51	vérifier
32 - 32,1	32	874.97	1.5	0.5	21.29	2.32	0.388	365.29	400	3.93	0.49	0.79	1.11	0.67	4.35	266.99	2.12	vérifier
32,1 - 33	32-1	873.98	2.5	1.5	28.71	1.64	0.503	429.64	500	3.84	0.75	0.67	1.07	0.59	4.10	296.50	2.07	vérifier
33 - 34	33	872.01	2.5	1.5	29.56	2.03	0.503	412.79	500	4.27	0.84	0.60	1.05	0.55	4.48	276.75	2.31	vérifier
34 - 35	34	869.91	1.2	0.2	9.19	1.61	0.503	430.98	500	3.81	0.75	0.67	1.07	0.60	4.07	298.21	2.06	vérifier
35 - 36	35	869.76	1.2		22.02	0.92	0.814	573.11	600	3.25	0.92	0.88	1.14	0.73	3.70	437.08	1.76	vérifier
36 - 37	36	870.96	2.6		50.00	1.53	1.026	568.20	600	4.20	1.19	0.86	1.13	0.72	4.76	429.96	2.27	vérifier
37 - 38	37	868.99	3.3	1.9	31.82	1.55	1.026	567.37	600	4.21	1.19	0.86	1.13	0.71	4.77	428.76	2.27	vérifier
38 - 39	38	866.40	3	1.8	50.00	0.39	1.026	733.84	800	2.57	1.29	0.79	1.11	0.67	2.85	538.73	1.39	vérifier
39 - 40	39	866.20	3.2	0.2	45.80	1.71	1.026	556.77	600	4.43	1.25	0.82	1.12	0.69	4.96	413.38	2.39	vérifier
40 - 41	40	863.22	3.4	2.4	50.00	1.72	1.026	556.01	600	4.45	1.26	0.82	1.12	0.69	4.97	412.27	2.40	vérifier
41 - 41,1	41	859.96	1		50.00	0.83	1.026	637.55	800	3.74	1.88	0.55	1.03	0.52	3.84	419.06	2.02	vérifier
41,1-41,2	41-1	859.74	1.2		13.56	1.33	1.026	583.85	600	3.90	1.10	0.93	1.14	0.76	4.45	453.29	2.11	vérifier
41,2-41,3	41-2	859.66	2.3	1	7.98	1.13	1.026	601.92	800	4.36	2.19	0.47	0.98	0.48	4.27	384.98	2.35	vérifier
41,3-41,4	41-3	858.27	2.8	1.8	8.36	1.37	1.026	579.98	600	3.97	1.12	0.91	1.14	0.75	4.53	447.27	2.15	vérifier
41-4-21	41-4	856.36	3.6	2.6	10.41	1.14	1.026	600.41	600	3.62	1.02	1.00	1.14	0.81	4.14	486.51	1.85	vérifier
	21	853.84	1.2															

Les collecteurs Secondaire 01 :

	troncon	N reg	CTN	Prof	H chut	L	I	Qt	Dc	Dn	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	H	V1/10	contrainte
sec 1	42-23	42	901.60	3.4		37.97	4.59	0.029	121.16	300	4.57	0.32	0.09	0.62	0.20	2.82	0.40	2.47	vérifier
		23	898.06	1.6															
sec 2	43-44	43	892.34	1.2		34.21	2.71	0.026	128.57	300	3.51	0.25	0.10	0.64	0.22	2.25	65.55	1.90	vérifier
	44-26	44	891.92	1.7		31.90	4.50	0.050	149.68	300	4.53	0.32	0.16	0.72	0.27	3.24	80.21	2.45	vérifier
		26	890.18	1.4															
sec 3	45-46	45	879.71	1		42.58	4.61	0.034	128.81	300	4.58	0.32	0.10	0.64	0.22	2.94	65.72	2.48	vérifier
	46-47	46	877.74	1		25.81	2.74	0.055	169.61	300	3.53	0.25	0.22	0.80	0.31	2.83	94.48	1.91	vérifier
	47-48	47	877.54	1.5		47.36	4.71	0.092	186.69	300	4.63	0.33	0.28	0.87	0.36	4.01	108.27	2.50	vérifier
	48-32-1	48	875.80	2		28.13	2.94	0.115	221.27	300	3.66	0.26	0.44	0.96	0.47	3.53	140.19	1.98	vérifier
		32-1	873.98	2.5	1.5														
sec 4	49-50	49	882.85	1.2		17.56	4.52	0.028	120.69	300	4.54	0.32	0.09	0.62	0.20	2.80	60.08	2.45	vérifier
	50-51	50	881.86	1		31.12	3.63	0.109	208.38	300	4.06	0.29	0.38	0.92	0.43	3.76	128.07	2.20	vérifier
	51-52	51	881.73	2		12.83	3.84	0.142	227.87	300	4.18	0.30	0.48	0.99	0.49	4.13	146.39	2.26	vérifier
	52-53	52	880.54	2	0.7	50.00	4.22	0.271	285.36	300	4.38	0.31	0.88	1.14	0.72	4.98	216.81	2.37	vérifier
	53-54	53	877.73	2.5	1.2	32.09	2.95	0.354	337.32	400	4.44	0.56	0.63	1.06	0.57	4.70	229.42	2.40	vérifier
	54-55	54	875.88	3.3	1.7	53.87	3.25	0.354	331.24	400	4.66	0.59	0.60	1.05	0.56	4.89	222.50	2.52	vérifier
	55-36	55	872.73	3.5	1.6	29.30	2.99	0.354	336.35	400	4.47	0.56	0.63	1.06	0.57	4.73	228.28	2.42	vérifier
		36	870.96	2.6															
sec 5	56-57	56	881.75	1		41.24	2.62	0.066	184.15	300	3.45	0.24	0.27	0.86	0.35	2.96	106.10	1.87	vérifier
	57-58	57	880.67	1.2	0.2	44.71	4.59	0.118	205.33	300	4.57	0.32	0.36	0.92	0.42	4.19	125.20	2.47	vérifier
	58-59	58	879.42	3.2	1.2	44.42	4.57	0.168	235.16	300	4.56	0.32	0.52	1.01	0.51	4.62	153.32	2.46	vérifier
	59-60	59	875.19	1		40.36	3.86	0.214	265.72	300	4.19	0.30	0.72	1.08	0.63	4.54	188.44	2.27	Vérifier
	60-61	60	873.63	1		41.24	4.10	0.262	283.14	300	4.32	0.31	0.86	1.13	0.71	4.89	213.59	2.33	Vérifier
	61-35	61	871.94	1.8	0.8	43.07	3.67	0.311	308.38	400	4.95	0.62	0.50	1.00	0.50	4.95	199.48	2.67	Vérifier
		35	869.76	1.2															

3-collecteur Principale 02 :

troncon	N reg	CTN (m)	Prof (m)	H de Chut (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	V1/10 (m/s)	contrainte
62-63	62	897.59	3		50.00	4.47	0.051	150.49	300	4.51	0.32	0.16	0.72	0.27	3.24	80.77	2.44	vérifier
63-64	63	894.15	2.5	0.7	48.20	4.44	0.099	194.07	300	4.50	0.32	0.31	0.89	0.38	3.99	114.79	2.43	vérifier
64-65	64	890.71	3	1.8	50.00	2.17	0.150	258.90	300	3.15	0.22	0.68	1.07	0.60	3.36	179.32	1.70	vérifier
65-66	65	887.82	1.5	0.3	51.98	4.88	0.203	249.04	300	4.71	0.33	0.61	1.05	0.56	4.96	167.55	2.55	vérifier
66-67	66	884.99	1.5	0.3	18.24	4.14	0.221	265.37	300	4.34	0.31	0.72	1.08	0.63	4.70	187.96	2.34	vérifier
67-68	67	883.93	1.2		14.58	0.99	0.233	353.63	400	2.58	0.32	0.72	1.08	0.63	2.79	250.34	1.39	vérifier
68-69	68	883.79	2.2	1	53.53	4.13	0.277	288.91	300	4.34	0.31	0.90	1.14	0.74	4.94	222.01	2.34	vérifier
69-70	69	880.58	1.5	0.3	58.74	3.31	0.326	319.86	400	4.70	0.59	0.55	1.03	0.53	4.84	210.60	2.54	vérifier
70-71	70	878.33	1.5	0.3	50.00	3.19	0.367	336.76	400	4.62	0.58	0.63	1.06	0.57	4.89	228.76	2.49	vérifier
71-72	71	876.44	1.2		24.53	2.43	0.387	361.64	400	4.03	0.51	0.76	1.10	0.65	4.43	261.68	2.18	vérifier
72-73	72	875.84	3.8	2.6	50.00	2.51	0.543	408.17	500	4.75	0.93	0.58	1.04	0.54	4.95	271.81	2.57	vérifier
73-74	73	871.88	1.5	0.4	25.19	1.60	0.543	443.95	500	3.80	0.75	0.73	1.08	0.63	4.12	315.58	2.05	vérifier
74-75	74	871.18	1.5	0.3	36.75	2.52	0.543	407.87	500	4.76	0.93	0.58	1.04	0.54	4.96	271.49	2.57	vérifier
75-76	75	869.95	2	0.8	39.95	2.17	0.543	419.37	500	4.42	0.87	0.63	1.06	0.57	4.67	284.12	2.39	vérifier
76-77	76	868.29	1.2		42.01	1.16	0.543	471.99	500	3.23	0.63	0.86	1.13	0.71	3.65	356.12	1.74	vérifier
77-78	77	868.10	2.4	0.9	47.65	2.80	0.543	399.97	400	4.32	0.54	1.00	1.14	0.81	4.94	323.53	2.33	vérifier
78-79	78	865.77	2.2	0.8	48.31	2.19	0.543	418.67	500	4.44	0.87	0.62	1.06	0.57	4.69	283.32	2.40	vérifier
79-80	79	863.71	1.2		48.02	1.54	0.914	544.07	600	4.20	1.19	0.77	1.10	0.66	4.62	394.87	2.27	vérifier
80-81	80	862.97	3	1.8	42.90	1.75	0.914	531.08	600	4.48	1.27	0.72	1.08	0.63	4.85	376.39	2.42	vérifier
81-82	81	861.22	2.8	0.8	29.08	1.73	0.914	532.14	600	4.46	1.26	0.73	1.08	0.63	4.83	377.87	2.41	vérifier
82-334	82	859.92	3.2	1.2	44.93	1.86	0.914	525.02	600	4.62	1.31	0.70	1.08	0.61	4.97	368.12	2.49	vérifier
	334	857.88	2															

Les collecteurs Secondaire 02 :

	tronçon	N reg	CTN (m)	Prof (m)	H de Chut (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (m m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	V1/10 (m/s)	contrainte
sec 1	83-84	83	880.16	2.5		50.00	4.95	0.041	136.53	300	4.75	0.34	0.12	0.67	0.24	3.17	71.09	2.57	vérifier
	84-85	84	876.68	1.5		34.56	1.57	0.070	206.13	300	2.68	0.19	0.37	0.92	0.42	2.46	125.94	1.45	vérifier
	85-86	72	875.84	3.8	2.6														
sec 2	86-87	85	881.83	2.8		19.98	4.32	0.016	99.28	300	4.44	0.31	0.05	0.54	0.15	2.39	46.01	2.40	vérifier
	87-88	86	879.37	1.2		26.01	1.68	0.038	161.97	300	2.77	0.20	0.19	0.77	0.30	2.13	88.85	1.50	vérifier
	88-89	87	879.13	2	0.6	46.04	4.77	0.076	172.82	300	4.66	0.33	0.23	0.82	0.32	3.80	96.93	2.52	vérifier
	89-72	88	876.13	1.2		13.29	2.20	0.087	210.12	300	3.17	0.22	0.39	0.93	0.43	2.95	129.70	1.71	vérifier
		72	875.84	3.8	2.6														
sec 3	89-90	89	876.45	1		50.00	2.55	0.059	177.19	300	3.41	0.24	0.25	0.83	0.33	2.84	100.37	1.84	vérifier
	90-91	90	876.08	1.9		23.09	2.85	0.086	200.15	300	3.60	0.25	0.34	0.90	0.40	3.25	120.36	1.94	vérifier
	91-92	91	876.02	2.5		28.62	2.71	0.271	310.07	400	4.26	0.54	0.51	1.00	0.50	4.28	201.09	2.30	vérifier
	92-93	92	874.54	2.2	0.4	15.18	3.41	0.289	304.39	400	4.77	0.60	0.48	0.99	0.49	4.72	195.72	2.58	vérifier
	93-94	93	874.33	3.6	1.1	26.21	3.42	0.320	316.02	400	4.78	0.60	0.53	1.02	0.52	4.87	206.82	2.58	vérifier
	94-503	94	871.43	2.5	0.9	18.07	2.48	0.342	343.86	400	4.07	0.51	0.67	1.07	0.59	4.35	237.40	2.20	vérifier
	503-95	503	870.08	2.9	1.3	25.08	2.75	0.371	348.02	400	4.28	0.54	0.69	1.07	0.61	4.60	242.76	2.31	vérifier
	95-96	95	867.49	1.6	0.6	25.35	3.25	0.371	337.28	400	4.66	0.59	0.63	1.06	0.57	4.93	229.37	2.52	vérifier
	96-79	96	866.07	3	2	43.69	1.29	0.371	401.21	500	3.40	0.67	0.56	1.03	0.53	3.51	264.65	1.84	vérifier
	79	863.71	1.2																
sec 3-1	97-98	97	878.23	1.2		42.88	2.34	0.051	170.03	300	3.26	0.23	0.22	0.80	0.32	2.62	94.79	1.76	vérifier
	98-99	98	877.52	1.5		15.11	3.27	0.069	178.79	300	3.86	0.27	0.25	0.84	0.34	3.24	101.65	2.08	vérifier
	99-91	99	876.73	2.5	1.3	16.40	4.32	0.151	228.10	300	4.44	0.31	0.48	0.99	0.49	4.39	146.61	2.40	vérifier
		91	876.02	2.5															
Sec 4	100-99	100	879.06	1.2		53.33	4.36	0.063	164.13	300	4.46	0.31	0.20	0.78	0.30	3.47	90.42	2.41	vérifier
		99	876.73	2.5	1.3														

4-le collecteur Principale 03 :

troncon	N reg	CTN (m)	Prof (m)	H de Chut (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	V1/10 (m/s)	constraite
101-102	101	889.29	2.8		34.86	4.77	0.022	107.87	300	4.66	0.33	0.07	0.57	0.17	2.67	51.43	2.52	vérifier
102-103	102	886.13	1.3		13.74	4.49	0.030	123.55	300	4.52	0.32	0.09	0.62	0.21	2.83	62.06	2.44	vérifier
103-104	103	885.41	1.2		50.00	3.81	0.061	166.10	300	4.17	0.29	0.21	0.79	0.31	3.28	91.86	2.25	vérifier
104-105	104	883.51	1.2		50.00	3.45	0.092	197.44	300	3.96	0.28	0.33	0.90	0.39	3.55	117.86	2.14	vérifier
105-106	105	881.78	1.2		50.00	3.40	0.123	220.66	300	3.94	0.28	0.44	0.96	0.47	3.79	139.62	2.13	vérifier
106-107	106	880.08	1.2		25.02	3.72	0.138	226.91	300	4.11	0.29	0.47	0.98	0.48	4.05	145.49	2.22	vérifier
107-108	107	879.15	1.2		50.00	3.84	0.359	314.17	400	5.45	0.68	0.53	1.02	0.51	5.53	205.02	2.94	vérifier
108-109	108	877.23	1.5		50.00	1.57	0.390	393.64	400	3.24	0.41	0.96	1.14	0.77	3.69	309.73	1.75	vérifier
109-110	109	876.95	2		50.00	0.46	0.421	510.42	600	2.29	0.65	0.65	1.06	0.58	2.44	349.44	1.24	vérifier
110-111	110	876.12	2.6	1.2	50.00	2.65	0.452	377.14	400	4.21	0.53	0.85	1.13	0.71	4.76	284.24	2.27	vérifier
111-112	111	873.69	1.7	0.7	25.81	2.70	0.452	386.99	400	3.93	0.49	0.92	1.14	0.75	4.48	298.69	2.12	vérifier
112-113	112	872.50	1.8		32.11	2.66	0.541	475.78	500	3.15	0.62	0.88	1.14	0.72	3.57	361.61	1.70	vérifier
113-114	113	871.35	2.2	1.2	26.43	2.40	0.541	411.03	500	4.65	0.91	0.59	1.05	0.55	4.86	274.85	2.51	vérifier
114-115	114	869.51	2.4	1.4	50.00	2.38	0.561	417.32	500	4.63	0.91	0.62	1.05	0.56	4.88	281.78	2.50	vérifier
115-116	115	866.92	2.2	1.2	47.22	1.81	0.561	439.17	500	4.04	0.79	0.71	1.08	0.62	4.36	308.99	2.18	vérifier
116-117	116	864.87	1		28.41	1.34	0.561	464.93	500	3.47	0.68	0.82	1.12	0.69	3.89	345.87	1.87	vérifier
117-118	117	864.49	1		42.41	1.33	0.561	465.28	500	3.46	0.68	0.83	1.12	0.69	3.89	346.38	1.87	vérifier
118-1	118	864.12	1.2		8.14	1.28	0.561	468.92	500	3.39	0.67	0.84	1.13	0.70	3.83	351.68	1.83	vérifier
	1	864.12	1.3		34.86	4.77	0.022	107.87	300	4.66	0.33	0.07	0.57	0.17	2.67	51.43	2.52	vérifier

Les collecteur Secondaire 03 :

	troncon	N reg	CTN (m)	Prof (m)	H chut (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	V1/10 (m/s)	contrainte
Sec 1	119-120	119	892.41	2.5		50.00	4.91	0.070	167.29	300	4.73	0.33	0.21	0.79	0.31	3.74	92.74	2.55	vérifier
	120-121	120	888.65	2.5	1.3	37.79	4.86	0.124	207.03	300	4.70	0.33	0.37	0.92	0.42	4.33	126.79	2.54	vérifier
	121-107	121	885.32	4	3	69.32	4.85	0.221	257.56	300	4.70	0.33	0.67	1.07	0.59	5.02	177.63	2.54	vérifier
		107	879.15	1.2															
Sec 2	122-123	122	877.67	1.5		60.88	2.54	0.089	206.67	300	3.40	0.24	0.37	0.92	0.42	3.13	126.45	1.84	vérifier
	123-124	123	876.12	3	1.5	21.39	4.61	0.089	184.85	300	4.58	0.32	0.27	0.86	0.36	3.94	106.69	2.47	vérifier
	124-112	124	873.33	1.3	0.1	12.79	4.97	0.089	182.23	300	4.76	0.34	0.26	0.85	0.35	4.05	104.49	2.57	vérifier
		112	872.50	1.2															

5-le collecteur Principale 04 :

troncon	N reg	CTN (m)	Prof R (m)	H de Chut (m)	L (m)	I (%)	Qt (m3/s)	Dc (mm)	Dn (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	V1/10 (m/s)	contrainte
125-126	125	888.80	1.4		50.00	4.79	0.026	116.26	300	4.67	0.33	0.08	0.60	0.19	2.81	57.04	2.52	vérifier
126-127	126	886.21	1.8	0.2	40.00	4.83	0.047	144.68	300	4.69	0.33	0.14	0.70	0.26	3.27	76.74	2.53	vérifier
127-128	127	884.17	1.3		50.00	0.41	0.074	271.43	300	1.36	0.10	0.77	1.10	0.66	1.50	196.56	0.74	vérifier
128-129	128	883.97	1.3		15.17	0.59	0.082	263.00	300	1.64	0.12	0.70	1.08	0.62	1.77	184.71	0.89	vérifier
129-130	129	883.88	1.3		50.00	0.88	0.108	271.33	300	2.00	0.14	0.77	1.10	0.65	2.20	196.41	1.08	vérifier
130-131	130	882.94	1.2		50.00	0.63	0.134	313.18	400	2.06	0.26	0.52	1.01	0.51	2.08	204.06	1.11	vérifier
131-132	131	882.63	3	1.8	50.00	4.34	0.161	233.32	300	4.45	0.31	0.51	1.01	0.51	4.48	151.55	2.40	vérifier
132-133	132	878.65	1.2		38.47	1.03	0.181	319.25	400	2.63	0.33	0.55	1.03	0.52	2.70	210.00	1.42	vérifier
133-134	133	878.56	1.5		21.50	2.72	0.601	417.72	400	4.26	0.54	1.12	0.80	1.07	3.41	427.04	2.30	vérifier
134-135	134	877.67	3.5	2.3	38.24	1.55	1.271	614.74	600	4.22	1.19	1.07	1.13	0.91	4.74	543.20	2.28	vérifier
135-136	135	874.78	1.2		19.77	1.13	1.287	654.90	800	4.37	2.19	0.59	1.04	0.55	4.56	436.81	2.36	vérifier
136-137	136	874.56	1.8	0.6	22.28	1.07	1.287	661.67	800	4.25	2.14	0.60	1.05	0.56	4.46	444.12	2.30	vérifier
137-138	137	873.72	4	2.8	43.52	3.59	1.287	527.50	600	6.42	1.81	0.71	1.08	0.62	4.93	371.47	3.47	vérifier
138-139	138	869.35	2.9		27.55	0.87	1.287	687.98	800	3.83	1.92	0.67	1.07	0.59	4.09	475.12	2.07	vérifier
139-1	139	868.21	1.7		48.17	2.90	1.287	549.08	600	5.77	1.63	0.79	1.11	0.67	4.39	402.16	3.12	vérifier
	1	864.12	1.3															

Les collecteurs Secondaires 04 :

	troncon	N reg	CTN (m)	Prof R (m)	H chute (m)	L (m)	I (%)	Qt (M3/s)	Dc (mm)	Dn (m m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	V 1/10 (m/s)	contraint
sec 1	140-141	140	887.20	2		14.83	3.22	0.013	96.38	300	3.83	0.27	0.05	0.53	0.15	2.02	44.27	2.07	vérifier
	141-142	141	886.42	1.7		36.75	4.88	0.046	142.30	300	4.72	0.33	0.14	0.69	0.25	3.24	75.10	2.55	vérifier
	142-143	142	884.13	1.2		21.88	4.25	0.065	166.79	300	4.40	0.31	0.21	0.79	0.31	3.47	92.37	2.37	vérifier
	143-144	143	883.20	2	0.8	19.14	4.35	0.082	181.10	300	4.45	0.31	0.26	0.85	0.35	3.77	103.55	2.40	vérifier
	144-145	144	882.27	1.9		41.29	2.17	0.287	330.22	400	3.80	0.48	0.60	1.05	0.55	3.99	221.39	2.05	vérifier
	145-146	145	880.67	1.2		20.22	2.84	0.304	321.07	400	4.36	0.55	0.56	1.03	0.53	4.49	211.82	2.35	vérifier
	146-147	146	880.10	1.2		40.37	2.59	0.379	354.50	400	4.16	0.52	0.72	1.08	0.63	4.51	251.55	2.25	vérifier
	147-134	147	879.06	1.2		26.66	3.00	0.402	352.71	400	4.48	0.56	0.71	1.08	0.62	4.84	249.07	2.42	vérifier
	133	878.56	1.5																
sec 1-1	148-149	148	888.16	1.2		40.96	4.89	0.036	130.51	300	4.72	0.33	0.11	0.65	0.22	3.05	66.90	2.55	vérifier
	149-150	149	886.26	1.3		9.30	2.87	0.044	155.67	300	3.62	0.26	0.17	0.74	0.28	2.68	84.38	1.95	vérifier
	150-151	150	885.89	1.2		21.80	2.70	0.064	180.25	300	3.51	0.25	0.26	0.84	0.34	2.96	102.85	1.89	vérifier
	151-152	151	885.50	2	0.6	30.25	4.63	0.090	185.81	300	4.59	0.32	0.28	0.86	0.36	3.96	107.51	2.48	vérifier
	152-153	152	883.30	1.2		11.72	2.07	0.101	225.01	300	3.07	0.22	0.46	0.98	0.48	3.00	143.70	1.66	vérifier
	153-154	153	883.06	1.2		39.46	2.68	0.136	239.78	300	3.49	0.25	0.55	1.03	0.53	3.59	157.84	1.89	vérifier
	154-144	154	882.00	1.2		36.78	1.18	0.168	303.01	400	2.81	0.35	0.48	0.99	0.49	2.77	194.42	1.52	vérifier
	144	882.27	1.9																
sec 1-2	155-156	155	884.41	1.7		13.05	3.59	0.012	90.04	300	4.05	0.29	0.04	0.50	0.14	2.00	40.62	2.18	vérifier
	156-157	156	883.45	2.2	1	15.33	3.46	0.025	121.36	300	3.97	0.28	0.09	0.62	0.20	2.45	60.54	2.14	vérifier
	157-146	157	881.92	2.4	1.2	15.13	4.06	0.038	138.20	300	4.30	0.30	0.13	0.67	0.24	2.89	72.25	2.32	vérifier
	146	880.10	1.2																
sec 2	158-159	158	888.05	2.3	0.8	39.43	4.96	0.032	124.66	300	4.75	0.34	0.10	0.63	0.21	2.99	62.83	2.57	vérifier
	159-160	159	885.09	2	0.7	13.92	2.39	0.044	160.05	300	3.30	0.23	0.19	0.76	0.29	2.51	87.48	1.78	vérifier
	160-161	160	883.96	1.5	0.3	10.16	3.81	0.052	156.60	300	4.16	0.29	0.18	0.74	0.28	3.10	85.03	2.25	vérifier
	161-162	161	883.27	2.7	1.5	33.89	2.96	0.080	192.70	300	3.67	0.26	0.31	0.88	0.38	3.24	113.56	1.98	vérifier
	162-163	162	881.27	1.7		13.81	2.59	0.468	383.82	400	4.16	0.52	0.90	1.14	0.73	4.74	293.95	2.25	vérifier
	163-164	163	881.01	2.8	1	32.98	1.16	0.495	456.13	500	3.22	0.63	0.78	1.11	0.67	3.57	333.03	1.74	vérifier
	164-165	164	879.63	1.8		30.00	1.73	0.520	430.45	500	3.95	0.78	0.67	1.07	0.60	4.22	297.54	2.13	vérifier
	165-166	165	878.81	1.5		32.37	1.40	0.546	456.49	500	3.55	0.70	0.78	1.11	0.67	3.93	333.56	1.92	vérifier
	166-167	166	877.86	1		35.00	0.49	0.616	581.82	600	2.37	0.67	0.92	1.14	0.75	2.70	450.09	1.28	vérifier
167-134	167	877.68	1		27.25	0.78	0.639	539.89	600	3.00	0.85	0.75	1.09	0.65	3.28	388.83	1.62	vérifier	

		134	877.67	3.5	2.3														
Sec 2-1	168-169	168	892.18	3.2	2	19.83	4.63	0.016	97.57	300	4.59	0.32	0.05	0.53	0.15	2.44	44.98	2.48	vérifier
	169-170	169	889.06	2	1	13.93	4.21	0.028	121.24	300	4.38	0.31	0.09	0.62	0.20	2.71	60.46	2.37	vérifier
	170-171	170	887.97	2.5	1	21.14	4.35	0.045	144.64	300	4.45	0.31	0.14	0.70	0.26	3.10	76.71	2.40	vérifier
	171-172	171	885.75	2	0.8	14.96	2.51	0.057	175.54	300	3.38	0.24	0.24	0.83	0.33	2.79	99.06	1.82	vérifier
	172-173	172	884.68	1.3		21.35	4.34	0.075	175.04	300	4.44	0.31	0.24	0.82	0.33	3.66	98.66	2.40	vérifier
	173-174	173	883.95	1.7	0.2	14.64	4.48	0.087	184.01	300	4.51	0.32	0.27	0.86	0.35	3.87	105.98	2.44	vérifier
	174-175	174	883.60	2		40.00	0.76	0.307	412.39	500	2.62	0.51	0.60	1.05	0.55	2.74	276.31	1.41	vérifier
	175-176	175	882.79	1.5		37.51	0.63	0.338	442.79	500	2.38	0.47	0.72	1.08	0.63	2.58	313.97	1.29	vérifier
	176-162	176	882.56	1.5		48.35	3.08	0.377	342.67	400	4.54	0.57	0.66	1.07	0.59	4.84	235.90	2.45	vérifier
		162	881.27	1.7															
Sec 2-1-1	177-178	177	892.79	3.7	2.5	28.11	5.07	0.023	109.32	300	4.81	0.34	0.07	0.58	0.17	2.78	52.38	2.60	vérifier
	178-179	178	888.77	1.5	0.4	12.88	3.32	0.034	136.33	300	3.89	0.27	0.12	0.67	0.24	2.59	70.96	2.10	vérifier
	179-180	179	888.34	2.3	0.8	28.88	4.75	0.057	155.69	300	4.65	0.33	0.17	0.74	0.28	3.45	84.39	2.51	vérifier
	180-181	180	885.87	2	0.8	15.94	4.74	0.070	168.27	300	4.65	0.33	0.21	0.80	0.31	3.70	93.47	2.51	vérifier
	181-182	181	884.31	1.2		39.85	1.30	0.103	247.34	300	2.44	0.17	0.60	1.05	0.55	2.55	165.69	1.32	vérifier
	182-183	182	884.29	1.7		50.00	0.47	0.144	340.05	400	1.76	0.22	0.65	1.06	0.58	1.88	232.68	0.95	vérifier
	183-174	183	884.06	1.7		53.69	1.42	0.188	304.91	400	3.08	0.39	0.48	0.99	0.49	3.05	196.21	1.66	vérifier
		174	883.60	2															
Sec 3	184-166	184	879.25	1.2		50.60	2.36	0.041	157.32	300	3.28	0.23	0.18	0.75	0.29	2.45	85.54	1.77	vérifier
		166	877.86	1															
	21-DO	21	853.84	1.2		10.00	0.63	3.788	1095.8	1200	4.27	4.83	0.79	1.11	0.67	4.72	800.97	2.30	vérifier
		DO	853.23	0.65															

Les diamètres normalisés pour le PEHD ondulé :

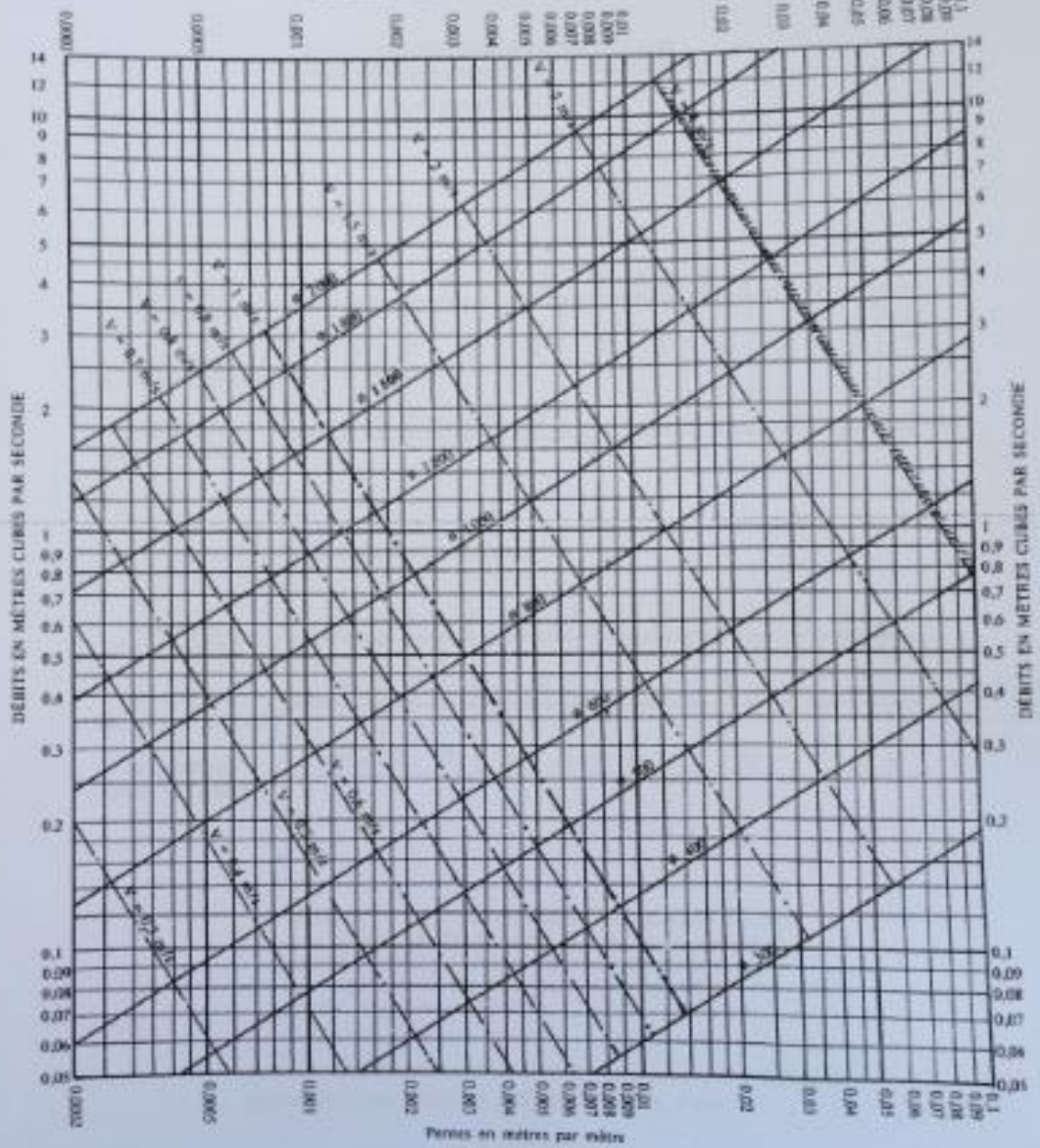
Diamètre intérieur	Sol Normal			Sol Argileux		
	2-5 mètres	5 mètres	8 mètres	2-5 mètres	5 mètres	8 mètres
400 mm	PR21-0,4	PR21-0,8	PR21-1,2	PR21-1,4	PR34-0,6	PR34-1,4
500 mm	PR21-0,8	PR34-1,2	PR34-1,4	PR34-1,6	PR34-1,8	PR34-1,9
600 mm	PR21-1,0	PR34-1,4	PR34-1,6	PR34-1,6	PR34-1,8	PR42-1,9
800 mm	PR34-1,2	PR42-2,6	PR54-4,5	PR42-2,6	PR54-4,5	PR54-5,25
1000 mm	PR54-4,5	PR54-4,7	PR54-7,0	PR54-4,5	PR54-5,5	PR54-8,5
1200 mm	PR54-4,5	PR54-5,25	PR54-11,8	PR54-4,5	PR54-8,5	PR54-14,2
1400 mm	PR54-4,7	PR54-8,5	SPPR	PR54-8,5	PR54-11,8	SPPR
1600 mm	PR54-7,00	PR54-11,8	SPPR	PR54-8,5	PR54-12,9	SPPR
1800 mm	PR65-11,28	SPPR	SPPR	PR65-13,51	SPPR	SPPR
2000 mm	PR65-13,51	SPPR	SPPR	PR65-15,5	SPPR	SPPR
2500 mm	PR65-33,87	SPPR	SPPR	PR65-33,8	SPPR	SPPR

Sol normal : sables, tuf, gravier, tout venant...
 Sol Argileux : terrain argileux (élastique)

PR : Profilés
 SP : Profilés spécial à la commande

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canaux circulaires - Formule de Bazin)



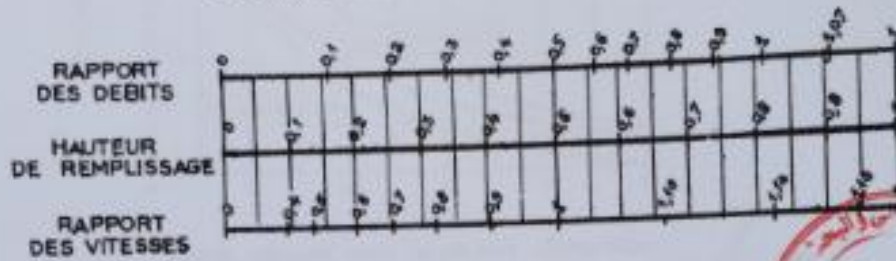
Source : Guerree Gomella , (1967), Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ,édition Eyrolles, Paris

Abaque 01 : Abaque N°01 dimensionnement du réseau d'assainissement

ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Source : Guerre Gomella , (1967), Les eaux usées dans les
agglomérations urbaines ,édition Eyrolles, Paris

Abaque 02 :les variations des débits et des vitesses en fonction de hauteur de remplissage.

