



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: Conception Des Systèmes d'Assainissement**

**THEME :**

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE  
LA ZONE R4 AU NORD DE BORDJ BOU ARRERIDJ**

**Présenté par :**

**MAYOUFI Salah Eddine.**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
MEDDI Hind	M.C.A	Président
DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
KHALAED/HOULI Samia	M.A.A	Examineur
SALHI Chahrazaed	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

**Session septembre 2019**



## ∞ Dédicace ∞

*À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*Mon père MAJOUFI Salah Eddine et ma mère Akila*

*Mes frères : Sami, Imad, Rassim,*

*A toute ma famille, mes voisins .....*

*Le long de mes années d'étude, j'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédiés du fond du cœur ce modeste travail aux : HAKO, CHOKRI, ALAWA, .....*

*A tous mes enseignants durant toutes mes années d'étude (primaire, CEM, Lycie, Epsto et Eush)*

*A tous et à tous qui me connaît*

*Salah*

# Remerciement

*Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous avons armé de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur Mr B. SALAH pour toute l'aide qu'elle m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.*

*Un grand merci pour monsieur B. NOUREDDINE qui m'a donnée tous les données nécessaire pour établir cette étude, de plus il m'a beaucoup aidé pour bien satisfaire ce travail.*

*Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieria, et pour tout la famille de ENSA*

*Nos respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Salah Eddine MAJOUFI*

## Table des matières

<b>I</b>	<b><u>Chapitre I : présentation de la zone.</u></b>	<b>3</b>
I.1	<u>Données naturelles du site :</u>	4
I.1.1	<u>Situation géographique :</u>	4
I.2	<u>Situation topographique :</u>	4
I.3	<u>Situation géologique :</u>	5
I.4	<u>Situation climatique :</u>	5
I.4.1	<u>Les températures :</u>	5
I.4.2	<u>Les vents :</u>	6
I.4.3	<u>Humidité :</u>	6
I.4.4	<u>Pluviométrie :</u>	6
I.4.5	<u>Evaporation :</u>	7
I.4.6	<u>Sismicité :</u>	8
I.4.7	<u>Situation hydraulique :</u>	8
I.5	<u>Evaluation de populations :</u>	8
<b>II</b>	<b><u>Chapitre II: étude hydrologique.</u></b>	<b>10</b>
II.1	<u>Définition du bassin versant :</u>	10
II.1.1	<u>Notion d'verse :</u>	10
II.2	<u>Choix de période de retour :</u>	10
II.3	<u>Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :</u>	10
II.4	<u>Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :</u>	13
II.4.1	<u>Analyse des données statistiques :</u>	13
II.4.2	<u>Choix de loi d'ajustement :</u>	13
II.5	<u>Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :</u>	15
II.5.1	<u>Procédés d'ajustement :</u>	16
II.5.2	<u>Ajustement graphique : par le logiciel Hyfran à la Loi De Gumbel :</u>	17
II.6	<u>Ajustement de la série pluviométrique à loi de GALTON :</u>	18
II.6.1	<u>Procédés d'ajustement :</u>	18
<b>III</b>	<b><u>Chapitre III : calcul de base.</u></b>	<b>22</b>
III.1	<u>Situation démographique :</u>	22
III.2	<u>Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :</u>	23
III.2.1	<u>Définition :</u>	23
III.2.2	<u>Choix de la limite des sous bassins :</u>	23
III.2.3	<u>Types d'assainissement :</u>	23

<u>III.3</u>	<u>Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :</u> .....	23
<u>III.3.1</u>	<u>Systèmes fondamentaux :</u> .....	23
<u>III.3.2</u>	<u>Choix du système d'assainissement :</u> .....	27
<u>III.4</u>	<u>Différent schéma d'évacuation :</u> .....	27
<u>III.4.1</u>	<u>Schéma perpendiculaire :</u> .....	27
<u>III.4.2</u>	<u>Schéma par déplacement latéral :</u> .....	27
<u>III.4.3</u>	<u>Schéma de collecteur par zones étagées :</u> .....	28
<u>III.4.4</u>	<u>Schéma radial :</u> .....	28
<u>III.4.5</u>	<u>Schéma à collecte transversale oblique :</u> .....	28
<u>III.4.6</u>	<u>Choix du schéma du réseau d'évacuation :</u> .....	29
<u>III.5</u>	<u>Principe du tracé du réseau :</u> .....	29
<u>III.6</u>	<u>Choix du coefficient de ruissellement :</u> .....	29
<u>III.6.1</u>	<u>Coefficient de ruissellement pondéré :</u> .....	30
<u>III.6.2</u>	<u>Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :</u> .....	30
<u>III.6.3</u>	<u>Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :</u> .....	31
<u>III.7</u>	<u>Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :</u> .....	32
<u>III.7.1</u>	<u>Coefficient de ruissellement pondéré :</u> .....	32
<u>III.7.2</u>	<u>Calcul de la densité partielle :</u> .....	32
<u>III.8</u>	<u>Estimation des débits d'eaux usées domestiques :</u> .....	34
<u>III.9</u>	<u>Origine des eaux usées :</u> .....	34
<u>III.9.1</u>	<u>Eaux résiduaires urbaines :</u> .....	35
<u>III.9.2</u>	<u>Les eaux agricoles :</u> .....	36
<u>III.9.3</u>	<u>Les eaux pluviales :</u> .....	36
<u>III.10</u>	<u>Evaluation des débits d'eau usée et d'eau pluviale :</u> .....	37
<u>III.10.1</u>	<u>Evaluation des débits des eaux usées domestiques :</u> .....	37
<u>III.10.2</u>	<u>La méthode rationnelle :</u> .....	41
<u>III.11</u>	<u>Application de la méthode rationnelle</u> .....	44
<u>III.11.1</u>	<u>Temps de concentration :</u> .....	44
<u>III.11.2</u>	<u>Coefficient de correction (Minorateur) :</u> .....	44
<u>III.12</u>	<u>Evaluation de débits totale :</u> .....	45
<u>III.13</u>	<u>Généralités :</u> .....	46
<u>III.13.1</u>	<u>Conditions d'implantation d'un réseau d'assainissement :</u> .....	46
<u>III.13.2</u>	<u>Conditions d'écoulement et de dimensionnement :</u> .....	46
<u>III.13.3</u>	<u>Mode de calcul :</u> .....	47
<u>III.13.4</u>	<u>Calcul hydraulique et dimensionnement des conduites circulaires :</u> .....	47
<b><u>IV</u></b>	<b><u>CHAPITRE VI : ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT</u></b> .....	<b>56</b>

<u>IV.1</u>	<u>Les ouvrages principaux :</u> .....	56
<u>IV.1.1</u>	<u>Canalisations :</u> .....	56
<u>IV.1.2</u>	<u>Type de canalisation :</u> .....	56
<u>IV.1.3</u>	<u>Différentes actions supportées par la conduite :</u> .....	58
<u>IV.2</u>	<u>Ouvrages annexes :</u> .....	59
<u>IV.2.1</u>	<u>Ouvrages normaux :</u> .....	59
<u>IV.2.2</u>	<u>Branchements :</u> .....	59
<u>IV.2.3</u>	<u>Ouvrages des surfaces :</u> .....	59
<u>IV.2.4</u>	<u>Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :</u> .....	62
<u>IV.2.5</u>	<u>Déversoir d'orage :</u> .....	62
<u>IV.2.6</u>	<u>Composition des organes d'un déversoir d'orage et d'un by-pass :</u> .....	63
<u>IV.3</u>	<u>Dimensionnement :</u> .....	65
<b><u>V</u></b>	<b><u>Chapitre : Organisation de chantier</u></b> .....	<b>68</b>
<u>V.1</u>	<u>Emplacement des canalisations :</u> .....	68
<u>V.2</u>	<u>Exécution des travaux :</u> .....	68
<u>V.3</u>	<u>Décapage de la couche de terre végétale :</u> .....	69
<u>V.4</u>	<u>Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :</u> .....	69
<u>V.5</u>	<u>Exécution des tranchées et les regards</u> .....	69
<u>V.6</u>	<u>Aménagement du lit de sable :</u> .....	71
<u>V.7</u>	<u>Pose des canalisations en tranchées :</u> .....	71
<u>V.8</u>	<u>Mise en place des conduites</u> .....	72
<u>V.8.1</u>	<u>Assemblage des conduites :</u> .....	72
<u>V.8.2</u>	<u>Essais sur les joints et les canalisations</u> .....	72
<u>V.8.3</u>	<u>Essais des tuyaux préfabriqués :</u> .....	72
<u>V.8.4</u>	<u>Essais d'étanchéité : L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.</u>	72
<u>V.9</u>	<u>Confection des joints :</u> .....	72
<u>V.10</u>	<u>Réalisation des regards :</u> .....	72
<u>V.11</u>	<u>Remblaiement et compactage des tranchées :</u> .....	73
<u>V.12</u>	<u>Choix des engins :</u> .....	73
<u>V.13</u>	<u>Devis quantitatif et estimatif</u> .....	77
<u>V.13.1</u>	<u>Détermination des différents volumes :</u> .....	77

## **LIST DES FIGURES:**

FIGURE I-2 MOYENNE ANNUELLES DES TEMPERATURES (°C) D LA ZONE D'ETUDE POUR LA PERIODE 2003-2017. ....	5
FIGURE I-3 VITESSE DES VENTS DE LA ZONE D'ETUDE (2003-2017).....	6
FIGURE I-4 LA L'HUMIDITE MOYENNE EN (%) DE LA ZONE D'ETUDE (1996-2012).....	6
FIGURE I-5 PRECIPITATION ANNUELLE (MM) DE LA ZONE D'ETUDE (2003-2017).....	7
FIGURE III-1 SCHEMA D'UN RESEAU SEPARATIF.....	24
FIGURE III-2 SCHEMA D'UN RESEAU UNITAIRE.....	24
FIGURE III-3 SCHEMA D'UN RESEAU MIXTE.....	25
FIGURE III-4 SCHEMA D'UN RESEAU PSEUDO-SEPARATIF.....	25
FIGURE III-5 DIFFERENT SCHEMA D'EVACUATION DES EAUX USEES.....	28
FIGURE IV-1 DIMENSIONS DE COLLECTEUR 1.....	52
FIGURE IV-2 DIMENSIONS DE COLLECTEUR 2.....	53
FIGURE IV-3 DIMENSIONS DE COLLECTEUR 3.....	54
FIGURE V-1 SCHEMA TYPE D'UN DEVERSOIR.....	63
FIGURE V-2 SCHEMA TYPE D'UN DEVERSOIR FRONTAL.....	64
FIGURE V-3 SCHEMA TYPE D'UN DEVERSOIR LATERAL.....	65
FIGURE VI-1 LIT DE POSE.....	70
FIGURE VI-2 BULLDOZER.....	74
FIGURE VI-3 NIVELEUSE AUTOMOTRICE.....	75
FIGURE VI-4 PELLE EQUIPEE EN RETRO.....	76
FIGURE VI-5 CHARGEUR.....	76
FIGURE VI-6 COMPACTEUR.....	77

## **LIST DES TABLEAUX:**

<b>TABLEAU I-I TEMPERATURE MOYENNE ANNUELLES PERIODE 2003 A 2017 DONNEES FOURNIES PAR LA STATION METEOROLOGIQUE : 604440.</b>	<b>5</b>
<b>TABLEAU I-II VITESSE ANNUELLE DES VENTS DANS LA REGION DE BORDJ BOU ARRERIDJ A LA PERIODE (2003-2017).</b>	<b>6</b>
<b>TABLEAU I-III HUMIDITE MOYENNE MENSUELLE DANS LA REGION DE M'SILA A LA PERIODE</b>	<b>6</b>
<b>TABLEAU I-IV PRECIPITATION ANNUELLE.</b>	<b>7</b>
<b>TABLEAU I-V TABLEAU I. 5 : EVAPORATIONS MOYENNES MENSUELLES EN (MM) DE LA PERIODE (1988-2010).</b>	<b>7</b>
<b>TABLEAU I-VI RECENSEMENTS DE LA POPULATION DE LA ZONE D'ETUDE.</b>	<b>9</b>
<b>TABLEAU II-I COORDONNE DE LA STATION.</b>	<b>11</b>
<b>TABLEAU II-II PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERE (MM) 1995-2017.</b>	<b>12</b>
<b>TABLEAU II-III LES ETAPES D'HOMOGENEISATION DE LA SERIE</b>	<b>14</b>
<b>TABLEAU II-IV : CALCULE DES PRECIPITATIONS DE PERIODE DE RETOUR 10.</b>	<b>17</b>
<b>TABLEAU II-V CALCULE DES PRECIPITATIONS DE DIFFERENTE PERIODE DE RETOUR A LOIS DE GUMBEL.</b>	<b>19</b>
<b>TABLEAU III-I RECENSEMENTS DE LA POPULATION DE BORDJ BOU ARRERIDJ.</b>	<b>22</b>
<b>TABLEAU III-II AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES DIFFERENTS SYSTEMES D'EVACUATION.</b>	<b>26</b>
<b>TABLEAU III-III COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA CATEGORIE D'URBANISATION</b>	<b>31</b>
<b>TABLEAU III-IV COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE SURFACE DRAINEE</b>	<b>31</b>
<b>TABLEAU III-V COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA DENSITE DE POPULATION.</b>	<b>32</b>
<b>TABLEAU III-VI NOMBRE D'HABITANTS.</b>	<b>33</b>
<b>TABLEAU IV-I DETERMINATION DE DEBITS D'EQUIPEMENT.</b>	<b>38</b>
<b>TABLEAU IV-II EVALUATION DES DEBITS DE POINTE.</b>	<b>39</b>
<b>TABLEAU IV-III DETERMINATION DES PARAMETRES EQUIVALENTS DANS LE CAS DE L'ASSEMBLAGE DES BASSINS VERSANTS EN SERIE OU EN PARALLELE.</b>	<b>41</b>
<b>TABLEAU IV-IV DETERMINATION DES PARAMETRES EQUIVALENTS DANS LE CAS DE L'ASSEMBLAGE DES BASSINS VERSANTS EN SERIE OU EN PARALLELE.</b>	<b>45</b>
<b>TABLEAU IV-V EVALUATION DES DEBITS TOTALE POUR CHAQUE SOUS BASSIN.</b>	<b>45</b>
<b>TABLEAU VII-I VOLUMES DE TRAVAUX.</b>	<b>80</b>

**Liste des planches:**

1. *PLAN DE MESSE DE LA ZONE R 4.*
2. *PROFIL EN LONG COLLECTEUR I.*
3. *PROFIL EN LONG COLLECTEUR II.*
4. *PROFIL EN LONG COLLECTEUR III.*
5. *LES ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT.*

## **Introduction générale**

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique un grand débit des eaux usées et pluviales vers des collecteurs qui assurent le rejet dans un exutoire pour le moins devis estimatif et quantitatif, et évité toute stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et l'environnement.

Le développement rapide de la population ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des surfaces imperméabilisées importants et des besoins en eau importants, ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur la préparation de réseau d'assainissement de la zone R4 dans la commune de BORDJ BOU ARRIREDJ.

La ville de Bordj Bou Arreridj a identifié une augmentation de la densité de population, ce qui nécessite des études pour contenir ces augmentations. En cela, nous allons préparer le réseau d'assainissement par une manière économique et technique.



*Chapitre -I- :*

**PRESENTATION DE LA ZONE  
R4 NORD BORDJ BOUARREDJ**

*Chapitre -I- :*  
**PRESENTATION DE LA ZONE R4 NORD BORDJ BOUARREDJ.**

## **I Introduction :**

Avant de se lancer dans des études sur la réalisation du système d'évacuation dans la zone étudiée, plusieurs facteurs déterminant la méthode d'achèvement du projet doivent être pris en compte :

- Facteurs naturels physiques et climatiques du site.
- Facteurs démographiques relatives à la population
- Facteurs relatifs à l'agglomération et à son développement futur.
- Facteurs propres à l'assainissement.
- Nous allons aborder ces facteurs dans ce chapitre.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les précédents facteurs afin de pouvoir faire une meilleure étude sur La zone R4 de la ville de Bordj Bou Arreridj.

### **I.1 Données naturelles du site :**

Toute étude d'assainissement d'une zone urbanisée, d'un espace libre ou d'une zone d'extension raccordée au réseau existant tient compte de tous les facteurs (topographie, l'urbanisme, climat, qualité des sols,...).

#### **I.1.1 Situation géographique :**

La zone R4 de la ville de Bordj Bou Arreridj est limitée par :

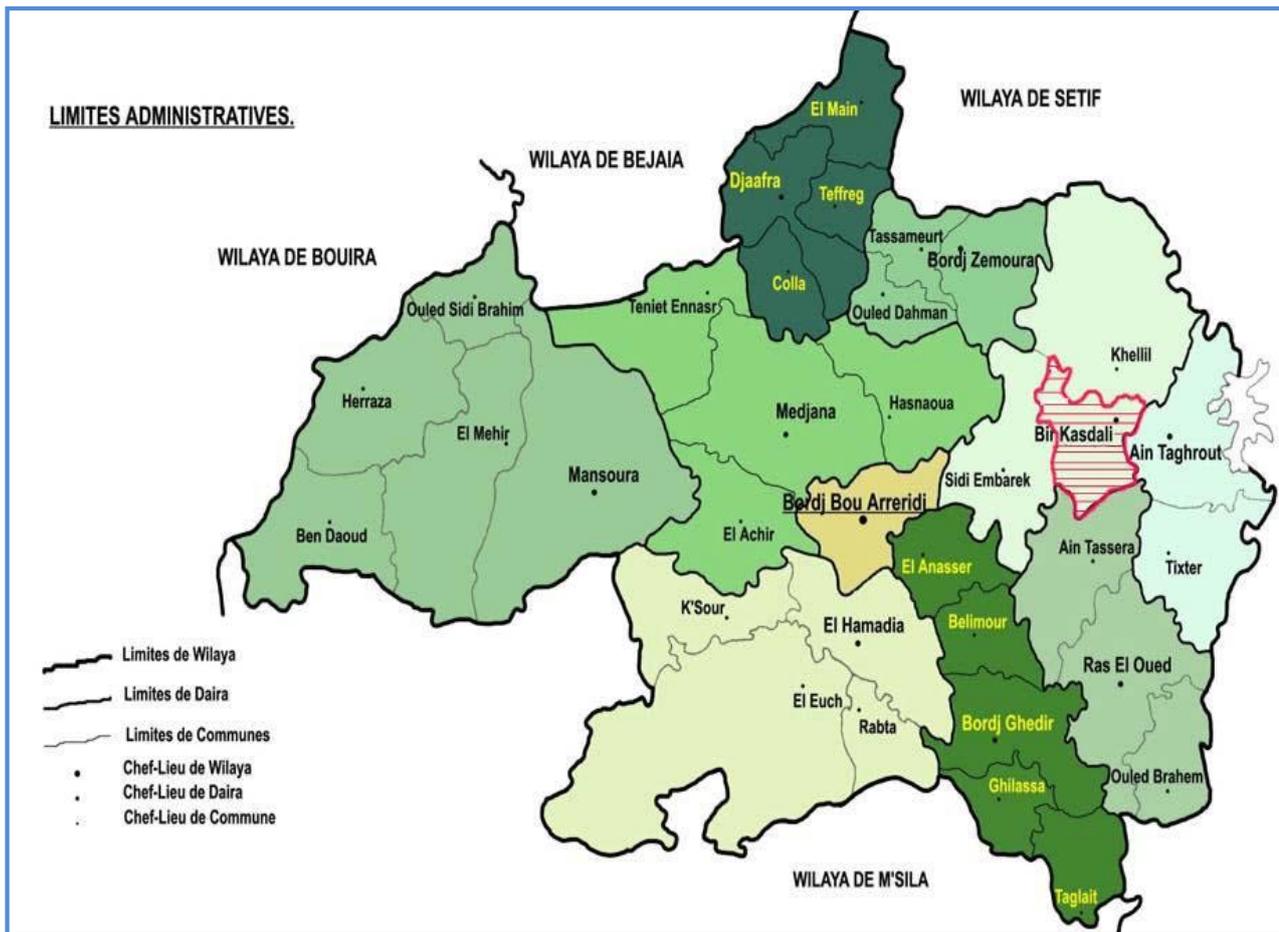
- Au sud par le boulevard périphérique nord.
- A l'Est par Oued Boumergued.
- A l'Ouest par Oued Slib.
- Au nord du réservoir surélevé 300m<sup>3</sup> Ain Ben Omrane aux réservoirs 2\*5000 m<sup>3</sup> Aouine Zeraigua.

La ville Bordj Bou Arreridj est située à 220 km à l'Est de la capitale, Alger.

La wilaya est située au Nord- Est du pays sur les Haut-Plateaux, limitée par les wilayas suivantes :

- Au Nord : par Bejaia.
- A l'Est : par Sétif.
- Au Sud : par M'Sila.
- A l'Ouest : par Bouira.

*Chapitre -I- :*  
**PRESENTATION DE LA ZONE R4 NORD BORDJ BOUARREDJ.**



**Figure I-1 :** Situation géographique de la commune de BORDJ BOU ARRERIDJ..

## **I.2 Situation topographique :**

La zone R4 de la ville de Bordj Bou Arreridj est représentée par un relief plus au moins régulier. Elle est marquée par une multitude d'affluents, des Chaabates et des oueds traversant la ville de part et d'autre.(1)

## **I.3 Situation hydro-géologique :**

La zone R4 de la ville de Bordj Bou Arreridj est parcourue par un réseau hydrographique représenté essentiellement par 4 Oueds dont le plus important est l'Oued Arreridj. Nous distinguons un grand bassin versant de l'Oued K'SOB appartenant au grand bassin versant de CHOTT –EL-HODNA, il prend la direction Nord-Sud vers l'exutoire final, et draine un bassin de 1494 km dont 97.17% en superficie dans la wilaya de BBA. .(1)

*Chapitre -I- :*  
**PRESENTATION DE LA ZONE R4 NORD BORDJ BOUARREDJ.**

#### **I.4 Situation climatique :**

La wilaya se caractérise par un climat continental, qui offre des températures chaudes en été et très froides en hiver, parmi les plus basses d’Algérie. La pluviométrie annuelle est de 300 à 700 mm .(1)

##### **I.4.1 Les températures :**

Nous avons porté les données de températures qui figurent dans le tableau (I-1) sous forme d'hydrogramme, pour mieux exprimer les variations des températures moyennes annuelles et cela sur une période de 15 ans (2003-2017) .

**Tableau I-1:** Températures moyennes annuelles: Données fournies par la station météorologique 604440.: période 2003 à 2017

Années	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
T	16.1	15.6	15.4	16.1	15.5	15.7	15.7	15.7	15.7	16.5	15.5	16.4	17.8	18.5	18.6
TM	23.3	21.3	22.3	23.3	22.5	22.8	22.7	22.5	22.8	23.7	22.6	23.5	23.4	23.7	23.1
Tm	11.5	10.6	9.5	10.3	9.8	9.7	9.6	9.7	9.7	10	9.5	10.3	10.1	10.6	10.6

La température a une grande influence sur la transformation des eaux usées surtout sur le rejet final de la ville en donnant des nuisances olfactives et des mauvaises odeurs. .(1)

##### **I.4.1.1 Les vents :**

La ville de Bordj Bou Arreridj est caractérisée par :

- Les vents Nord-Ouest froids.
- Les vents Sud chauds.

la ville de Bordj Bou Arreridj est située dans une région très orageuse. Cependant, les vents secs et chauds du sud-ouest connus sous le nom de Siroco (chergui) sont catastrophiques (poussière, vents particulièrement en automne, polluants stagnants, etc.). .(1)

*Chapitre -I- :*  
**PRESENTATION DE LA ZONE R4 NORD BORDJ BOUARREDJ.**

**Tableau I-2:** Vitesses annuelles des vents dans la région de Bordj Bou Arreridj à la période 2003-2017

Années	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Vent(km /h)	7.9	7.2	7.6	8.8	8.3	8.1	6.4	8	6.4	7.9	8.4	6.4	2.4	14.3	14.4

**I.4.1.2 Humidité :**

A partir du tableau (I.3) nous observons que l'humidité maximale est estimée à 69% durant le mois de février, alors que l'humidité minimale est de 32% durant le mois de juillet, ce qui donne une humidité moyenne annuelle de 54%. .(1)

**Tableau I-3:** Humidité moyenne mensuelle dans la région de Bordj Bou Arreridj à la période 2003-2017.

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	spt	oct	nov	déc
Humidité (%)	68	69	62	61	50	40	32	38	44	56	63	63

**I.4.1.3 Pluviométrie :**

Ces précipitations sont caractérisées par une répartition très irrégulière d'une année à une autre et un module pluviométrique toujours faible.

La distribution des pluies atteint ses maximums en novembre, décembre et janvier et en mars, c'est la saison hivernale. C'est dans cette période que la pollution des eaux usées s'accroît ; il s'agit d'accumulation des métaux toxiques, des matières en suspension tel que le sable, les déchets solides,.... .(1)

**Tableau I-4:** Précipitations annuelles.

années	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
précipitations	551.4	530	342.6	334.8	457.1	391	379.6	386.9	464.4	303.2	372.4	286.51	318.05	237.74	341.35

*Chapitre -I- :*  
**PRESENTATION DE LA ZONE R4 NORD BORDJ BOUARREDJ.**

**I.4.1.4 Evaporation :**

L'évaporation est un paramètre important à quantifier, car elle influe sur le niveau piézométrique des eaux souterraines (nappe superficielle) provoquant également la formation d'efflorescences salines.

**Tableau I-5:** Evaporations moyennes mensuelles en (mm) de la période (1988-2010).

mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	spt	oct	nov	déc
EV (mm)	79,56	104,86	161,3	189,6	248,8	313,6	361,56	228,8	235,8	182,2	78,6	105

D'après le tableau ci-dessus, nous constatons que le mois de juillet présente une évaporation plus élevée (361,56mm) alors que la moyenne mensuelle la plus faible est enregistrée le mois de janvier (79.56mm). .(1)

**I.4.1.5 Sismicité :**

Les tremblements de terre sont une menace pour divers projets à l'intérieur et à l'extérieur de la Terre Par conséquent, le risque doit être considéré comme une menace prioritaire à éviter et à titre d'exemple dans l'Algérie :

Les derniers tremblements Chlef (1980), Chenoua (1989), Boumerdés ( 2003) ont eue des conséquences humaines et matérielles assez graves.

D'après le classement des zones sismiques établi par le DTR (document technique réglementaire), notre région d'étude est classée « Non sismique ».

**I.5 Situation hydraulique :**

**A. Alimentation en eau potable :**

La zone dans laquelle nous étudions est une zone non occupé actuellement par les habitants donc elle est dépourvue de réseau d'AEP . Ce dernier est en cours d'étude et qui sera alimenté par un réservoir de capacité 5000 m<sup>3</sup>.

*Chapitre -I- :*  
**PRESENTATION DE LA ZONE R4 NORD BORDJ BOUARREDJ.**

**B. Réseau d'assainissement :**

Nous avons remarqué que la zone R4 est dépourvue actuellement de système d'évacuation ..

**I.6 Evaluation de la populations :**

La densité de population de la zone étudiée est connue pour sa présence remarquable aux abords de La ville de Bordj Bou Arreridj et de la route nationale EST - OUEST.

Selon l'étude menée par l'APC, le nombre d'habitant projeté à le années entre les deux horizons sera de 21705 habitants

**I.7 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons recensé toutes les données (série pluvieux métrique. Topographique) qui pourront être nécessaires comme bases pour la projection du système d'évacuation appelé à assainir cette zone une fois urbanisée.



# **Chapitre:II**

## **Etude**

### **Hydrologique**

## **ETUDE HYDROLOGIQUE.**

### **II Introduction :**

L'hydrologie est la Sciences qui s'intéresse à tous les aspects du cycle de l'eau, et en particulier aux échanges entre la mer, l'atmosphère, la surface Dans le domaine de l'assainissement, l'objectif principal de cette étude est de déterminer la densité moyenne maximale de l'étude des averses d'importance primordiale en hydrologie et dont l'intérêt pour l'évaluation de la quantité d'eau de pluie est des bassins versants spécifiques.

#### **II.2 Définition du bassin versant :**

Le bassin versant est l'unité de base pour la détermination du bilan hydrologique, Il est défini comme la surface parcourue par un cours d'eau et ses affluents. Un cours d'eau prend généralement naissance dans une zone à reliefs et draine la surface topographique. Les écoulements convergent vers la section la plus basse du cours d'eau appelée exutoire.(2)

##### **II.2.1 Notion d'averse :**

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique, la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important, le volume d'eau qui tombe est relevé sur un hiérogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un intervalle de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important généralement très chargée. (2)

#### **II.3 Choix de période de retour :**

La période de retour est le temps nécessaire pour qu'une pluie tombe. Le rendement de pluie de 10 ans est une pluie qui peut arriver une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du système d'égout et l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques que cela peut entraîner en cas d'adéquation. (2)

#### **II.4 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :**

L'analyse des précipitations s'appuie sur des enregistrements de précipitations provenant de plusieurs stations situées sur une surface topographique donnée. Il est basé sur l'hypothèse où la pluie qui tombe à la station est ce que le représentant est tombé sur toute la station à une échelle plus grande ou inférieure en fonction de la densité du réseau, appelée zone d'impact du pluviomètre.

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

**L'intensité moyenne maximale est donnée par la formule :**

$$\bar{i}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots II-1$$

- $\Delta h$ : la lame d'eau en (mm).
- $\Delta t$  : la durée de la pluie en (h).

**Tableau 0-1** : coordonné de la station.

Code station :	051003
X :	04 <sup>0</sup> 32'15''
Y :	35 <sup>0</sup> 42'19''
Z :	481

Le traitement statistique des données de précipitations vise non seulement à déterminer les caractéristiques expérimentales de la série de limites journalières de précipitations, mais également à déterminer la période de retour de 10 ans.

La série maximale de précipitations est donnée quotidiennement dans le tableau :

*Chapitre -II-:*

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

**Tableau 0-2 : Précipitations maximales journalière (mm) 1995-2017.**

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	P max j (mm)	Annue lle (mm)
1995 - 1996	69.9	12.1	17.7	18.5	114	18.6	37.5	18.9	5.4	28.8	3.5	3.5	114	348.4
1996 - 1997	23.6	7.2	10.1	35.8	40.8	18.6	73.5	50.8	75	18.3	0.9	20.5	75	375.1
1997 - 1998	53.7	28.3	63.1	18.9	41.2	72.9	35.4	47.7	39.9	22.5	1.4	17.8	72.9	442.8
1998 - 1999	62	4.7	25	16.2	8.7	6.7	3.2	53.7	91.1	4.8	4	14	91.1	294.1
1999 - 2000	95.1	25.8	16.6	72.3	65.3	19.3	6.9	2.4	9.2	11.4	4.1	11.3	95.1	339.7
2000 - 2001	40.9	21.7	13.2	36.7	1	16.3	24.7	10.4	45.6	17.9	0	22.8	45.6	251.2
2001 - 2002	89.3	10.6	21.3	3.7	75.9	0.3	11	16.6	18.2	1.1	0.2	2.3	89.3	250.5
2002 - 2003	14	17.6	80.7	48.8	18.4	14.5	4.3	19.8	2.8	4.6	3.1	52.3	80.7	280.9
2003 - 2004	12	68.3	16.8	97.3	122	21.5	10.7	84.5	18.5	54.1	6.3	25.9	122	453.4
2004 - 2005	37.9	24.6	49.6	95.8	21.7	31.5	14.1	67.3	92.2	56.3	6.5	28.6	95.8	526.1
2005 - 2006	37.4	27.5	59.5	29.2	42.2	13.1	30.4	43.3	4.8	41.3	4	5	59.5	337.7
2006 - 2007	54.7	2.8	16.4	27.2	36.5	35.1	13.3	33.1	106	4.6	12.8	2.7	106	345.2
2007 - 2008	77.3	36	18	6.9	11.1	31.4	14.4	118	22.6	33.1	0.7	4.3	118	373.8
2008 - 2009	40.7	36.1	23.1	47.4	5.8	40.9	6.9	14.5	51.5	29.1	46.3	16.4	51.5	358.7
2009 - 2010	48.8	9.2	34.2	34.1	55.4	24.8	88.5	66	10.2	3.1	24.7	33	88.5	432
2010 - 2011	12.4	58	36.8	19.1	25.2	28.9	28.3	48.4	36.8	50.3	2.4	16.2	58	362.8
2011 - 2012	25.3	60.2	37.2	19.5	18.9	35.6	32	79.6	51.8	51.1	14.7	11.3	79.6	437.2
2012 - 2013	9.2	32	64.4	18	12.8	63.8	45.7	61.4	4.4	2	7.4	37.6	64.4	358.7
2013 - 2014	11	25	53.4	7.4	61.9	28.3	31	46.2	59	0.2	12.4	10	61.9	345.8
2014 - 2015	13.8	16.5	7	114	4	45.9	43	35	48	30	5	8	114	370.2
2015 - 2016	8	14	26	40.8	4	31	40	46	25	5	4	0	46	243.8
2016 - 2017	0.1	16	5.4	41.2	5	25	35	40.5	20	6	0	3	41.2	197.2

## ETUDE HYDROLOGIQUE.

### II.5 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :

#### II.5.1 Analyse des données statistiques :

➤ La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières «  $\overline{P_{\max, j}}$  » :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n} = 79.6 \text{ mm .....II-2}$$

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

Pour n supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{n}} \right] = 25.03 \text{ mm .....II-3}$$

○ Le coefficient de variation «  $C_V$  » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.31 \text{ .....II-4}$$

#### II.5.2 Choix de loi d'ajustement :

Les critères de choix de la justement est liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- la loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel ;
- la loi log normale ou loi de Galton.

○ **Vérification de l'homogénéité de la série :**

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

#### **Test de la médiane : de médiane ou teste de Mood :**

Ce teste permet de vérifier si une série de données est homogènes.

Les étapes à suivre :

- Classer la série en ordre décroissant ou décroissant.
- Calculé la médiane M.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50 % des  $x_i$  lui soient inférieure et 50% des  $x_i$  soient supérieures

- Remplaçons la série des valeurs non classées par suite de signe :

+ : pour  $x_i > M$

- : pour  $x_i < M$

Chapitre -II-:

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

- Calculons les quantités  $N_s$  et  $T_s$  avec :
  - $N_s$  : nombre totale de séries de + ou de -
  - $T_s$  : taille de la plus grande séries de + ou de -
- Vérifier les conditions suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\alpha/2} \cdot \sqrt{N + 1}).$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1).$$

Avec :

$N$  : la taille de l'échantillon.

$U$  : variable réduit de gauss pour une probabilité de  $1-\alpha/2$ .

$\alpha$  : Erreur de premier espace =5%.

**Tableau 0-3** : Les étapes d'homogénéisation de la série.

Année	P max j (mm)	RANG	Classement	Signe
1995 - 1996	114	3	122	-
1996 - 1997	75	12	118	+
1997 - 1998	72.9	13	114	+
1998 - 1999	91.1	7	106	-
1999 - 2000	95.1	6	95.8	-
2000 - 2001	45.6	20	95.1	+
2001 - 2002	89.3	8	91.1	-
2002 - 2003	80.7	10	89.3	-
2003 - 2004	122	1	88.5	-
2004 - 2005	95.8	5	80.7	-
2005 - 2006	59.5	16	79.6	+
2006 - 2007	106	4	75	-
2007 - 2008	118	2	72.9	-
2008 - 2009	51.5	18	64.4	+
2009 - 2010	88.5	9	61.9	-
2010 - 2011	58	17	59.5	+
2011 - 2012	79.6	11	51.5	-
2012 - 2013	64.4	14	46	+
2013 - 2014	61.9	15	58	-
2014 - 2015	114	3	51.5	-
2015 - 2016	46	19	45.6	+
2016 - 2017	41.2	21	41.2	+

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule  
La médiane :

**La Médiane( $X_{50\%}$ ) = 79.6 mm. ....II-5**

$T_s$  : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

$N_s$  : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

$$N_s = 4.$$

$$T_s = 10.$$

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\checkmark N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\alpha/2} \cdot \sqrt{N + 1}) = 2.8 \dots\dots II-6$$

$$\checkmark T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1) = 13.2 \dots\dots II-8$$

Donc elles sont vérifiées.

**II.6 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :**

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant (modélisant) le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle. Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes est la distribution statistique de Gumbel (loi double exponentielle ou loi de Gumbel). La fonction de répartition de la loi de Gumbel  $F(x)$  s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = e^{eu} \dots\dots II-9$$

**Avec :**

$u$  : Variable réduite de GUMBEL s'écrit sous la forme

$$u = \frac{x-a}{b} \dots\dots II-10$$

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

La distribution s'écrit alors de la manière suivante

$$u = - \text{Ln} (- \text{Ln} (F(x))). \dots\dots II-11$$

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

$$x = a + b \cdot u \dots\dots II-12$$

## ETUDE HYDROLOGIQUE.

En conséquence, dès lors que les points de la série à ajuster peuvent être reportés dans un système d'axes (  $x - u$  ), il est possible d'ajuster une droite qui passe le mieux par ces points et d'en déduire les deux paramètres  $a$  et  $b$  de la loi. L'estimation des paramètres  $a$  et  $b$  de l'ajustement peut se faire graphiquement (ajustement à l'œil ou à l'aide d'une régression statistique), ou selon une méthode mathématique comme celle des moments (cf. ci-dessous).

En pratique il s'agit essentiellement d'estimer la probabilité de non dépassement  $F(x_i)$  qu'il convient d'attribuer à chaque valeur  $x_i$ . Il existe de nombreuses formules d'estimation de la fonction de répartition  $F(x)$  à l'aide de la fréquence empirique. Elles reposent toutes sur un tri de la série par valeurs croissantes permettant d'associer à chaque valeur son rang «  $r$  ». Des simulations ont montré que pour la loi de Gumbel, il faut utiliser la fréquence empirique de Hazen :

$$F(x) = \frac{r-0.5}{n} \dots\dots\text{II-13}$$

Ou :  $r$  : rang de précipitation,  $n$  : nombre d'observation.

### II.6.1 Procédés d'ajustement :

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

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

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

**Etape 2 :** Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang (Hazen, équation (2.4)).

**Etape 3 :** Calcul de la variable réduite «  $u$  » du Gumbel.

**Etape 4 :** Représentation graphique des couples ( $u_i, x_i$ ) de la série à ajuster.

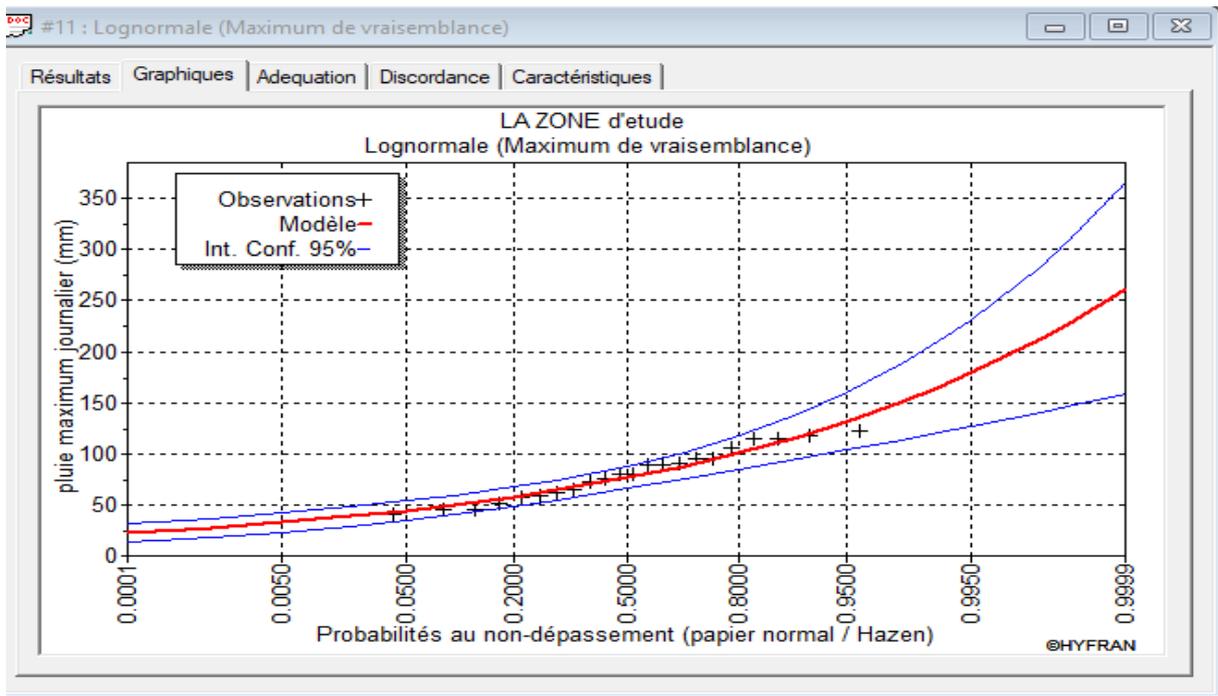
### II.6.2 Ajustement graphique : par le logiciel Hyfran à la Loi De Gumbel :

Les résultats obtenus par le logiciel **Hyfran** sont défini dans le tableau suivant :

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

**Tableau II.5 :** calcul des précipitations de différente période de retour à lois de gumbel.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.0001	17.9	8.64	13.5	31.3
2000	0.0005	22.2	8.03	16.6	35
1000	0.001	24.4	7.74	18.3	36.9
200	0.005	30.4	6.96	23.1	42.2
100	0.01	33.5	6.57	25.9	45.1
50	0.02	37.2	6.16	29.2	48.4
20	0.05	43.2	5.57	34.9	54
10	0.1	49.2	5.13	40.7	59.6
5	0.2	57.3	4.83	48.6	67.3



**Tableau 0-4 :** calcul des précipitations de période de retour 10.

T	Fréquence	P max%	intervalle de confiance	Alpha	U
10	0.9	49.2	40.7- 59.6	22.5863	68.0185

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

**II.7 Ajustement de la série pluviométrique à loi de GALTON :**

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque  $y = \ln(x)$  est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de ré partition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots II-14$$

F(x) : Fréquence au non dépassement

La variable réduite est de la forme :

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

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

**II.7.1 Procédés d'ajustement :**

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale  $\overline{x}$  et  $\sigma$
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme  $\overline{\ln x}$  et  $\sigma_{\ln x}$ .
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton

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

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**

7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

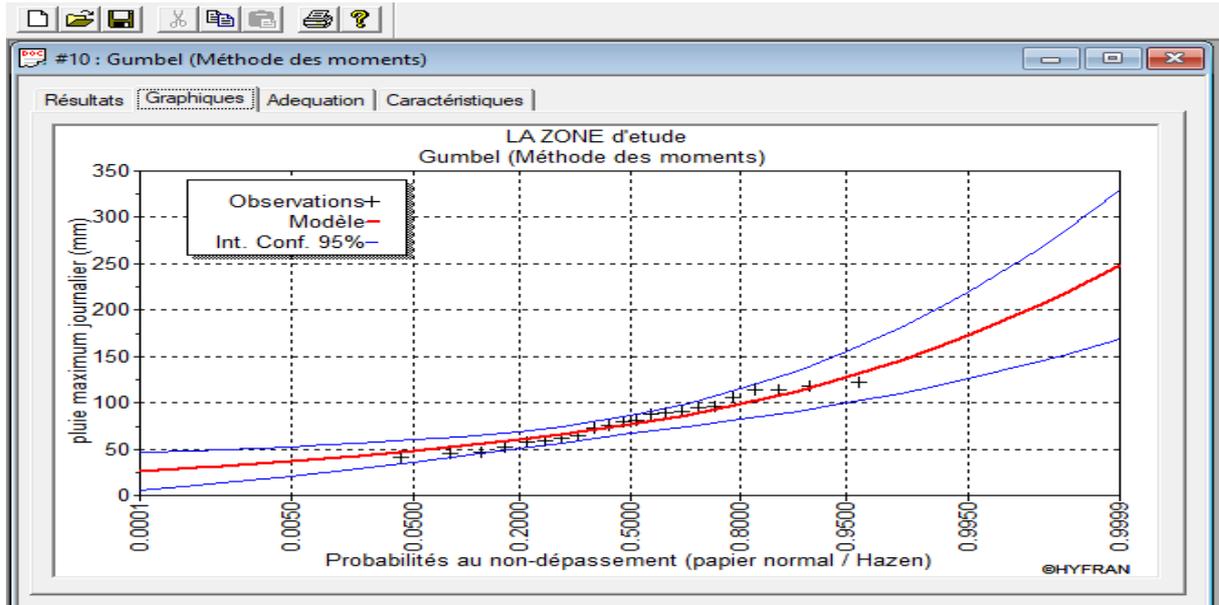
$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots II-17$$

Les résultats obtenus par le logiciel **Hyfran** sont défini dans le tableau suivant :

**Tableau 0-5** : calcule des précipitations de différente période de retour à lois de gumbel.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.0001	22.4	4.53	13.5	31.3
2000	0.0005	25.8	4.7	16.6	35
1000	0.001	27.6	4.76	18.3	36.9
200	0.005	32.7	4.87	23.1	42.2
100	0.01	35.5	4.9	25.9	45.1
50	0.02	38.8	4.9	29.2	48.4
20	0.05	44.5	4.87	34.9	54
10	0.1	50.1	4.82	40.7	59.6
5	0.2	58	4.78	48.6	67.3

**ETUDE HYDROLOGIQUE.**



**Tableau II.6 :** calcul des précipitations de période de retour 10.

T	Fréquence	P max%	intervalle de confiance	mu	sigma
10	0.9	50.1	40.7 – 59.6	0.330322	4.33794

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

$$i = \frac{p}{24} * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots II-18$$

$$i_{15min} = \frac{50.1}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.3-1} = 50.95 \text{ mm/h.}$$

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

$$i = \frac{38.8 * 10000}{3600} = 141.55 \text{ l/s/ha}$$

## ETUDE HYDROLOGIQUE.

### II.8 Conclusion :

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

- En utilisant la loi de Gumbel I15 (10%)  $\approx 41$  mm/h.
- En utilisant la loi de Galton I15 (10%)  $\approx 51$  mm/h.

En ce référent aux deux graphes, on remarque que la série de pluie maximale journalière s'adapte bien avec les deux lois, mais l'intervalle de confiance de la loi de GUMBEL est plus série que celle de la loi de Log Normal.

Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec une pluie d'intensité «  $i$  ».

Tell que :  $i = 51$  mm/h

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

$$i = 141 \text{ l/s/h.}$$



# **Chapitre:III**

## **Calcul de base**

## CALCUL DE BASE.

### III Introduction :

Bien que les réseaux d'assainissement de la zone urbaine et rurale soient différents, mais ils jouent le même rôle :

- Drainage des eaux usées.
- Drainage des eaux usées pour les usines.
- Drainage des eaux pluviales et protection contre les inondations.

Sur la base de cet aspect, nous savons qu'il est important de déterminer le type et la taille du réseau d'assainissement par le calcul de base.

Dans ce chapitre, nous déterminerons le nombre d'habitants dans chaque bassin et choisirons le système d'évacuation des eaux usées adapté à cette région.

#### III.1 Situation démographique :

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \dots\dots III-1$$

Avec :

$P_t$  : Nombre d'habitants à l'horizon futur (ha).

$P_0$  : Nombre d'habitants à l'année de base 2019. Supposer par analogie  $P_0 = 15114$ .

$T$  : taux d'accroissement égale 1.2 % (d'après l'APC de Bordj Bou Arreridj)

$N$  : écart d'années entre les deux horizons (2019-2049)  $N = 30$ ans.

**Tableau III-1** : Recensements de la population de Bordj Bou Arreridj.

Horizon	Population à l'horizon
	2049
population	21705

#### III.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

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

## CALCUL DE BASE.

### III.2.1 Choix de la limite des sous bassins :

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires tient compte de :

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

### III.3 Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a divers systèmes d'évacuation qui se présentent :

#### III.3.1 Systèmes fondamentaux :

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

##### III.3.1.1 Système séparatif :

Il consiste à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.(3)

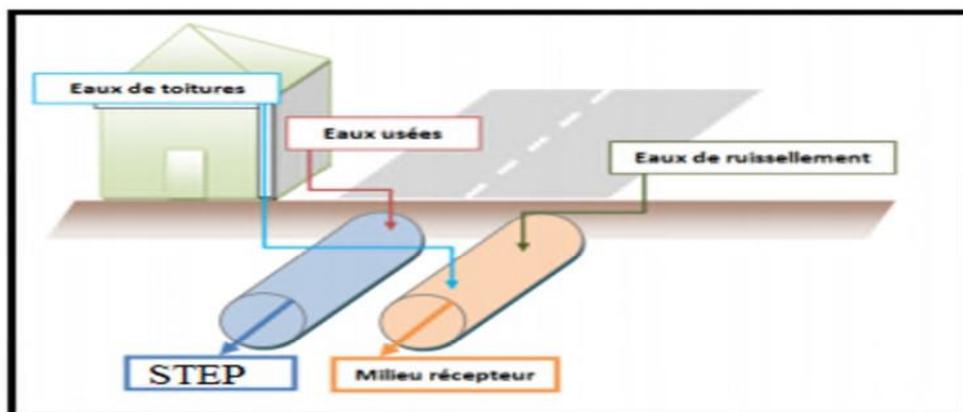


Figure III-1 : Schéma d'un réseau séparatif.

## CALCUL DE BASE.

### III.3.1.2 Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel. (3)

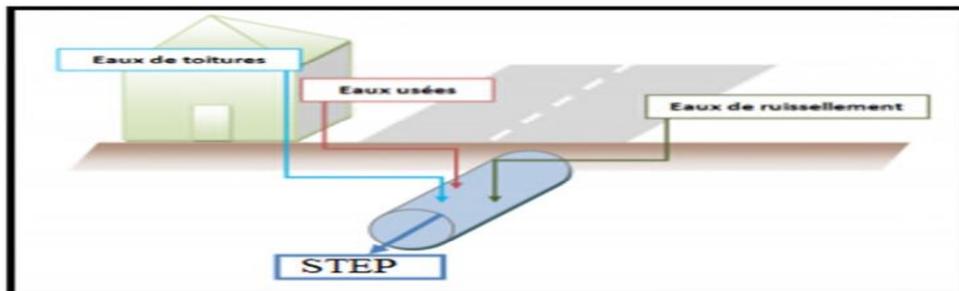


Figure III-2 : Schéma d'un réseau unitaire.

### III.3.1.3 Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif. (3)

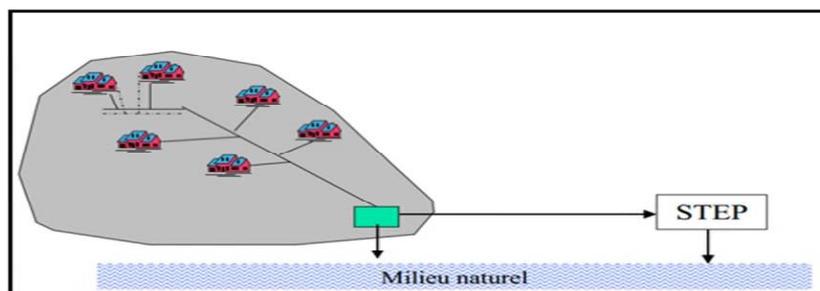
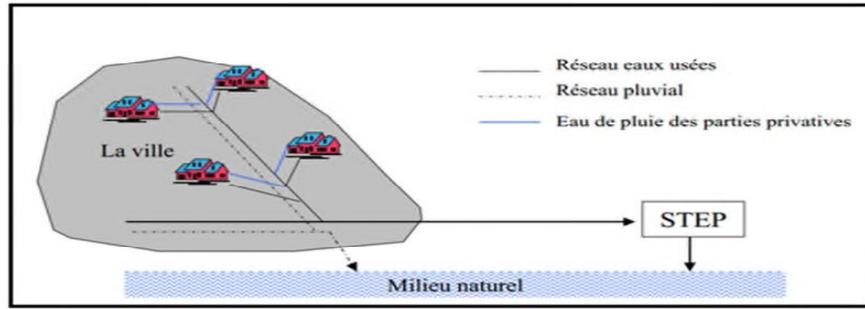


Figure III-3 : Schéma d'un réseau mixte.

### III.3.1.4 Système pseudo-séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. (3)

**CALCUL DE BASE.**



**Figure III-4 :** Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.

**CALCUL DE BASE.**

**Tableau III-3 : Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation.**

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

**III.3.2 Choix du système d'assainissement :**

Les critères du choix du système d'assainissement sont :

- L'impact provoqué sur le milieu naturel à savoir que :
- Une station d'épuration est obligatoire pour un système unitaire.
- S'il s'agit d'une extension de réseau il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

## CALCUL DE BASE.

- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....).
- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.). (3)

### Remarque :

Notre choix se porte sur un système unitaire d'après le plan de masse de cette zone d'extension et vu que le système de Bordj Bou Arreridj est unitaire cette zone nécessite un système unitaire d'après structure de plan de masse du quartier.

### III.4 Différents schémas d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire nous avons les différents schémas d'évacuations suivantes :

#### III.4.1 Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé. (3)

#### III.4.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées. Ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible. (3)

#### III.4.3 Schéma de collecteur par zones étagées :

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs. (3)

#### III.4.4 Schéma radial :

C'est un schéma adopté pour les terrains plat, ou les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

## CALCUL DE BASE.

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre. (3)

### III.4.5 Schéma à collecte transversale 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. (3)

### III.4.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

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

### III.5 Principe du tracé du réseau :

Pour le choix du tracé il faut tenir compte les facteurs suivantes :

- les collecteurs de rues doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
- Il faut éviter les contre pentes.
- les collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans de grandes rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.
- lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :
- Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompage aux collecteurs. En général, les épaisseurs de terre au-dessus des canaux ne devaient pas dépasser 2m à 2.5m. (3)

### III.6 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » d'une surface donnée exprime le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume tombé sur cette même surface

## CALCUL DE BASE.

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

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

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

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

Il dépend de plusieurs facteurs :

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

### III.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré :

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

$$C_{rp} = \sum(A_i * C_{ri}) / A \dots \dots \text{III-2}$$

**Ai** : surface du sous bassin (ha).    **A** : surface totale en (ha).    **Cri** : coefficient de ruissellement partiel.

**C<sub>rp</sub>** : coefficient de ruissellement total pondéré.

**i** : numéro de sous bassin (i=1...n).

### III.6.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important. (3)

**CALCUL DE BASE.**

**Tableau III-2 :** Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

**Tableau III-3 :** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux - Plat (pente < à 2%).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux - Plat (pente < à 2%).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

**III.6.3 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :**

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important. (3)

**CALCUL DE BASE.**

**Tableau III-4 :** Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

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

**Remarque :**

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la catégorie d’urbanisation (voir tableau III.4).

**III.7 Calcul du nombre d’habitants pour chaque sous bassin :**

A 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.
- On déduit le nombre d’habitant dans chaque sous bassins.

**III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré :**

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots III-3$$

**III.7.2 Calcul de la densité partielle :**

$$D_i = \frac{C_{ri}.Pt}{C_{rp}.A} \dots\dots III-4$$

Avec :

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

**CALCUL DE BASE.**

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) A=**66.76ha**.

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2049 = 21705 hab**.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\text{III-5}$$

**Remarque :** les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau III.7.

**Tableau III-5 :** nombre d'habitants.

Nombre	Surface	coef de ruis	densité partiel	nombre d'hab
1	9.7	0.7	304.3752629	2952
2	8.36	0.5	217.4109021	1818
3	7.43	0.9	391.3396238	2908
4	11.48	0.9	391.3396238	4493
5	7.62	0.9	391.3396238	2982
6	12.31	0.9	391.3396238	4817
7	6.14	0.65	282.6341727	1735
<b>surface totale</b>	<b>66.76</b>		<b>nubr d'hbt tot</b>	<b>21705</b>
<b>confession pondérer</b>				
0.791830584				

**III.8 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté différents systèmes d'évacuation, et on vus des choix projeter qui unitaire .nous avons reparti le nombre d'habitant pour pouvoir calculer le débit correspondant.



# **Chapitre:IV**

## **Evaluation**

### **Des débits**

## **EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.**

### **IV Introduction :**

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
  - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
  - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
  
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles...) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

On déterminera dans ce chapitre les débits d'eaux pluviales et les débits d'eaux usées ainsi que les paramètres qui influent sur cette estimation.

### **IV.2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :**

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

#### **II.2.1 Origine des eaux usées :**

L'origine des eaux résiduaires urbaines (ERU) est principalement domestique (eaux vannes, eaux "grises"). Qui de notre cas ni pas pris en considération vu licence dans le projet La part d'origine industrielle est généralement croissante avec la taille de l'agglomération.

**A. Les eaux ménagères :** constituées principalement des rejets de la cuisine (évier et lave-vaisselle) et de la salle de bains (lavabo, douche, baignoire, lave-linge, etc.). Elles contiennent des matières organiques et des produits de lavage.(3)

## *Chapitre -IV- :*

### **EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.**

**B. Les eaux vannes :** constituées principalement des rejets des WC et toilettes. Ces eaux contiennent beaucoup de matières organiques.

#### **IV.3 Les eaux résiduaires urbaines industrielles :**

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

Conventionnellement, les volumes et pollutions journaliers des effluents industriels sont fréquemment estimés en équivalents habitants correspondant aux valeurs prises par habitant pour les eaux usées domestiques.

Quatre catégories de rejet doivent être distinguées dans l'industrie :

##### **II.3.1 Effluents généraux de fabrication :**

La plupart des procédés conduisent à des rejets polluants qui proviennent du contact de l'eau avec des gaz, liquides ou solides.

Les rejets sont soit continus, soit dis continus. Ils peuvent même être produits que durant quelques mois par an (campagne dans l'industrie agro-alimentaire, deux mois en sucrerie de betteraves par exemple). (3)

Généralement les flux de pollution sont connus si les fabrications sont régulières, mais si les industries travaillent par campagnes spécifiques (chimie de synthèse, pharmacie, parachimie) l'analyse des rejets est plus difficile, ceux-ci évoluant constamment.

##### **II.3.2 Effluents particuliers :**

Certains effluents sont susceptibles d'être séparés soit pour un traitement spécifique avec éventuellement récupération, soit dans un bassin de stockage pour être réinjectés à débit pondéré dans le circuit de traitement tel est le cas des :

- bains de décapage et galvanoplastie ; sodes usées ; eaux ammoniacales de cokerie.
- condensats de papeterie, aux mères de l'industrie agro-alimentaire.
- rejets toxiques et rejets concentrés. (3)

## Chapitre -IV- :

### **EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.**

#### **II.3.3 Effluents des services généraux :**

- Eaux vannes (cantines, etc.).
- Eaux de chaufferie (purges chaudière, éluât de régénération).
- Boues du traitement des eaux d'appoint.
- Purges d'eaux de réfrigération. (3)

#### **II.3.4 Rejets occasionnels :**

Ceux-ci ne doivent pas être oubliés, ils peuvent correspondre :

- à des fuites accidentelles de produits lors de leur manutention ou de leur stockage,
- à des eaux de lavage de sols.
- à des eaux polluées, dont celles d'orage qui peuvent causer aussi une surcharge hydraulique.

#### **II.3.5 Les eaux pluviales :**

L'urbanisation a augmenté le ruissellement des eaux de pluie. Ces eaux en ruisselant sur les voies, la chaussée et les trottoirs, se chargent de débris, de matières solides, d'huile, etc. qui peuvent être nuisibles pour milieu naturel, la santé publique et même cause des inondations.

Ces eaux peuvent être la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. (3)

### **IV.4 Evaluation des débits d'eau usée et d'eau pluviale :**

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une étape initiale primordiale qui est la détermination des débits d'eaux pluviales et usées.

#### **II.4.1 Evaluation des débits des eaux usées domestiques :**

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 200 l/j hab (source APC Bordj Bou Arreridj).

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

##### **II.4.1.1 Evaluation du débit moyen journalier :**

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

$$Q_{moy.rej} = \frac{N \cdot D \cdot Kr}{1000} \dots\dots\dots \text{IV-1}$$

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

Avec :

- $Q_{moy, rej}$  : Débit moyen rejeté quotidiennement en l/j.
- N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).
- D : Dotation journalière prise forfaitairement égale à 200 l/j hab.
- Kr : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

#### II.4.1.2 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pt} = K_p * Q_{moy, j} \dots\dots\dots IV-2$$

Avec :

$Q_{pt}$  : Débit de pointe.

$Q_{moy, j}$  : Débit moyen journalier.

$K_p$  : Le coefficient de pointe est estimé à partir de débit moyen

où :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \text{ si } Q_{moy} < 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots IV-3$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{moy} > 2.8 \text{ l/s}$$

Avec :

$Q_{moy}$  : Débit moyen journalier exprimé en l/s.

Pour cette zone R4 il sera projeter les déférant établissement publiques à savoir les établissements scolaire, les post, salle de sports comme indique les tableaux ci- dessous :

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

**Tableau -1 :** détermination de débits d'équin pâment.

N° du Sous bassin	les équipements	unité de mesure	Nombre d'unités	dotation [l/j]	Débits [l/j]	Débit [l/s]	Débit [l/s]
1	ECOLE	Elève	700	10	7000	0.081019	0.254630
	Centre de santé	Lits	150	100	15000	0.173611	
2	ECOLE	Elève	700	10	7000	0.081019	0.271991
	C.E.M	Elève	1400	10	14000	0.162037	
	salle de sports	Athlète	100	25	2500	0.028935	
4	ECOLE	Elève	700	10	7000	0.081019	0.162037
	La police	Elève	700	10	7000	0.081019	
5	ECOLE	Elève	700	10	7000	0.081019	0.081019
6	C.E.M	Elève	2100	10	21000	0.243056	0.243056
7	APC	bureaux	100	25	2500	0.028935	0.124421
	La poste	bureaux	50	25	1250	0.014468	
	ECOLE	Elève	700	10	7000	0.081019	

**Tableau-2 :** Evaluation des débits de pointe.

Sous bassin	Surface (ha)	Nbre d'habitants	C <sub>ij</sub>	Dotation (l/j/hab)	Q moy rej (m3/j)	Q moy rej (l/s)	Qéquip (l/s)	Q tot l/s	Kp	Qp
			(%)							(l/s)
1	9.7	2952	80	150	354.24	0.0041	0.254630111	0.258730111	3	0.776190333
2	8.36	1818	80	150	218.16	0.002525	0.271991	0.274516	3	0.823548
3	7.43	2908	80	150	348.96	0.004038889	0	0.004038889	3	0.012116667
4	11.48	4493	80	150	539.16	0.006240278	0.162037	0.168277278	3	0.504831833
5	7.62	2982	80	150	357.84	0.004141667	0.081019	0.085160667	3	0.255482
6	12.31	4817	80	150	578.04	0.006690278	0.243056	0.249746278	3	0.749238833
7	6.14	1735	80	150	208.2	0.002409722	0.124421	0.126830722	3	0.380492167

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

-La méthode rationnelle.

-La méthode superficielle.

#### II.4.1.3 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 :

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . Cr^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots\text{IV-4}$$

Où :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90% en (m<sup>3</sup>/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 :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \dots\dots\dots\text{IV-5}$$

$$v = -0,41b(f) \dots\dots\dots\text{IV-6}$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots\text{IV-7}$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots\text{IV-8}$$

#### Remarque :

Q<sub>p</sub> donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_p \text{ corrigé} = m Q_p \text{ brute} \dots\dots\dots\text{IV-10}$$

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

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} \dots\dots\dots\text{IV-11}$$

M : coefficient d'allongement  $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

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

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots\text{IV-12}$$

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<sup>2</sup>). (3)

#### II.4.1.4 Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- elle est valable pour des bassins de superficie grande.
- la pente des sous bassins doit être comprise entre 0,2 à 5 %.
- le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1.
- le coefficient d'allongement ( $M > 0,8$ ). (3)

#### II.4.1.5 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.

#### II.4.1.6 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

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fournie les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître. (3)

**Tableau IV- 3** : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.

Paramètres équivalents	A eq	C <sub>r</sub> eq	I eq	M eq
<b>Bassins en série</b>	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\left[ \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
<b>Bassins en parallèle</b>	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_c \text{ max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

**Signification des colonnes :**

A eq : surface équivalent

C<sub>r</sub> : coefficient de ruissellement équivalent

Ieq : pente équivalent

M eq : coefficient d'allongement équivalent.

#### II.4.2 La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>,.....S<sub>n</sub> délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement 2Δt,....., nΔt)

Si on considère une averse d'intensité constante **i** sur un secteur de superficie **S** ayant un coefficient de ruissellement pondéré **C**, le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q=C.i.S \text{ .....IV-13}$$

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épïcentre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient  $\alpha$  de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épïcentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q=C. \alpha.i.S.....IV-14$$

**Avec :**

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

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

**C** : coefficient de ruissellement.

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

**$\alpha$** : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin. (3)

#### II.4.2.1 Hypothèses de la méthode :

- Le débit de pointe  $Q_p$  est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant. (3)

#### II.4.2.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. (3)

#### II.4.2.3 Démarche de la méthode rationnelle :

-Il faut délimiter l'aire générale du bassin afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés,...etc.

## Chapitre -IV- :

### EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.

-On procèdera ensuite au calcul proprement dit ; étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables ont été effectués pendant la première étape. (3)

#### II.4.2.4 Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots\text{IV-15}$$

- $t_1$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

Où  $t_2$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_2 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \dots(\text{min}) \dots\dots\dots\text{IV-16}$$

- $t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots(\text{min}) \dots\dots\dots\text{IV-18}$$

**Avec :**

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

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

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

$$t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \dots\dots\dots\text{IV-19}$$

## Chapitre -IV- :

### **EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.**

Où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

#### **Remarque :**

Pour le cas de notre agglomération ; on remarque que  $t_c = t_1 + t_2$  pour la majorité des cas.

#### **IV.5 Application de la méthode rationnelle**

##### **II.5.1 Temps de concentration :**

Pour faciliter les calculs, on prendra le temps de concentration égale à 10 min.

##### **II.5.2 Coefficient de correction (Minorateur) :**

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur  $\alpha$  déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =  $\frac{1}{2}$  de la longueur), ce coefficient sera égal à :  $\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{d/2}$
- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles)  $\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{d/2}$ .

d : Distance du milieu du bassin. (3)

#### **Remarque :**

Puisque la surface de notre agglomération est faible, alors, nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de la pluie. Donc, les valeurs du coefficient réducteur  $\alpha$  s'approche de l'unité, par conséquent,  $\alpha = 1$ .

*Chapitre -IV- :*

**EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.**

**Tableau -3 :** Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.

Sous bassin	Surface (ha)	Cr	$\alpha$	i (l/s/ha)	Q (l/s)
1	9.7	0.7	1	141	957.39
2	8.36	0.5	1	141	589.38
3	7.43	0.6	1	141	628.578
4	11.48	0.6	1	141	971.208
5	7.62	0.8	1	141	859.536
6	12.31	0.75	1	141	1301.7825

**IV.6 Evaluation totale des débits :**

**Tableau -4 :** évaluation des débits totale pour chaque sous bassin.

Sous bassin	Surface (ha)	Qi pluviale l/s	Qp <sub>i</sub> tot (l/s)	Qi totale l/s	Qi totale m3/s	Q totale m3/s
1	9.7	957.39	0.776190333	958.16619	0.95816619	5.84
2	8.36	589.38	0.823548	590.203548	0.59020355	
3	7.43	628.578	0.012116667	628.590117	0.62859012	
4	11.48	971.208	0.504831833	971.712832	0.97171283	
5	7.62	859.536	0.255482	859.791482	0.85979148	
6	12.31	1301.7825	0.749238833	1302.53174	1.30253174	
7	6.14	562.731	0.380492167	563.111492	0.56311149	

## *Chapitre -IV- :*

### **EVALUATION DES DEBITS A EVACUER.**

#### **IV.7 Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de différentes natures (domestique, d'équipement et pluviale) de cette agglomération.

D'après les valeurs des débits obtenus, nous constatant que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction par rapport des débits pluviaux. Par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer l'auto curage dans le cas de débits minimum.



# **Chapitre: V**

## **DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

*Chapitre -V- :*  
**Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement**

## **V Introduction :**

Après la détermination des débits des eaux pluviales et des usées, nous avons passé aux calculs et dimensionnements hydrauliques des réseaux d'assainissement. Pour que ces derniers soient convenablement dimensionnés, il faut respecter certaines notions :

- Evacuer rapidement les matières fécales hors des habitations.
- Transporter les eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.
- Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards) doivent respecter certaines normes d'écoulement.
- L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

### **V.1 Généralités :**

#### **V.1.1 Conditions d'implantation d'un réseau d'assainissement :**

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier. Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. (4)

#### **V.1.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

## Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section. (4)

### V.1.3 Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

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

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées. (4)

### V.1.4 Calcul hydraulique et dimensionnement des conduites circulaires :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement d'un réseau du type unitaire doit permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts sans provoquer l'affouillement de la paroi de la conduite. Nous présentons dans ce qui se suit les différents calculs hydrauliques :

#### ➤ Calcul du diamètre :

Le calcul du diamètre est en fonction du débit total (Q) qui est la somme des eaux pluviales et usées. L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule suivante :

$$Q = V.S.....V-1$$

Avec :

- Q : Débit ( $m^3/s$ ).
- S : Section mouillée ( $m^2$ ).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).

## Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. Pour le dimensionnement de notre réseau, Nous avons utilisés la formule Manning pour le calcul de la vitesse qui est déterminée par l'expression suivante :

$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \dots V-2$$

Où :

- $I_i$  (m/ m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.
- R (m) : Rayon hydraulique.
- $K_s$ : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois. Pour une section circulaire on aura :

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{\pi \cdot D^2 / 4}{\pi \cdot D} = \frac{D}{4} \dots V-3$$

Avec :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau en (m).
- Section mouillée (S) :c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en (m<sup>2</sup>)
- D: diamètre calculé de la conduite (m).
- Rayon hydraulique ( $R_h$ ) :c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé .il exprime la forme de la section Et on tire l'expression du débit :
- 

$$Q = K_s * S * R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \dots V-4$$

En remplace la valeur de  $R_h$  dans 1, on tire le diamètre  $\emptyset$ .

$$D_{cal} = \left[ \frac{3.2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right] \dots V-5$$

Où :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \dots V-6$$

Avec :

$Q_{eu}$  (m<sup>3</sup>/s) : Débit d'eau usée.

## Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement

$Q_{pl}(m^3/s)$ :Débit d'eau pluviale.

Etant donné que le diamètre choisi est différent du diamètre calculé.il est impératif de déterminer la vitesse d'écoulement et la hauteur de remplissage.

➤ **Vitesse en pleine section  $V_{ps}$  :**

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI.2), avec le rayon hydraulique

$$VPS = K_s.(D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}}. \sqrt{Im} \quad \dots V-7$$

Avec :

- $V_{ps}$ : vitesse pleine section (m/s).
- $K$  :coefficient de rugosité de Manning.
- $R_h$ :rayon hydraulique.
- $I$ : pente du radier (m/ml) .

➤ **Débit en pleine section  $Q_{ps}$  :**

C'est le débit qui véhiculé dans la conduite à pleine section ; c'est -à- dire la capacité de la conduite.il est donnée par la formule suivante :

$$Q_{ps} = V_{ps} * s \left( \frac{m^3}{s} \right) \dots V-8$$

Avec :

- $Q_{ps}$  : débit pleine section ( $m^3 / s$ ).
- $V_{ps}$ : vitesse pleine section (m/s).
- $S$  : section de la conduite ( $m^2$ ).

➤ **Vitesse d'Auto curage  $V_{aut}$  :**

Cette vitesse permet la vérification des conduites d'entraînement des matières en suspension (MES) dans les eaux chargées et d'éviter la formation des dépôts qui conduisent au colmatage des conduites. La vitesse d'auto curage minimale doit être supérieure ou égale à 0.6m/s.

$$V_{aut} = 0.6.V_{ps} \dots V-9$$

➤ **Vitesse d'écoulement  $V$  :**

Elle est déterminée à partir du rapport des vitesses  $r_v$ .

*Chapitre -V- :*  
**Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement**

$$V = V_{ps} \cdot r_v \dots V-10$$

**Avec :**

- $V$  : vitesse d'écoulement (m/s).
- $V_{ps}$  : vitesse pleine section (m/s) .
- $R_v$  : rapport des vitesses tiré de l'abaque.

La vitesse d'écoulement maximale admissible ne doit pas dépasser 05 m/s pour éviter l'affouillement des parois.

➤ **Hauteur de remplissage  $H$  :**

Elle est déterminée à partir du degré de remplissage  $r_h$  telle que :

$$H = r_h \cdot D \dots V-11$$

**Avec :**

- $H$  : hauteur de remplissage (m).
- $R_h$  : degré de remplissage tiré à partir de l'abaque.
- $D$  : diamètre normalisé de la conduite (m).

➤ **Rapport des débits :**

$$R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \dots V-12$$

**où :**

- $R_q$  : rapport des débits.
- $Q$  : débit total réel (m<sup>3</sup>/s).
- $Q_{ps}$  : débit pleine section (m<sup>3</sup>/s).

➤ **Rapport des vitesses :**

$$R_v = \frac{v_r}{v_{ps}} \dots V-13$$

**où :**

- $R_v$  : rapport des vitesses tiré de l'abaque.
- $V$  : vitesse d'écoulement (m/s).
- $D_{nor}$  : diamètre normalisé de la conduite (m).

*Chapitre -V- :*  
**Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement**

➤ Rapport des hauteurs :

$$R_h = \frac{h}{D_{nor}} \Rightarrow h = R_h D_{nor} \dots \mathbf{V-14}$$

où :

- $R_h$  : degré de remplissage tiré de l'abaque.
- $h$  : hauteur de remplissage (m).
- $D_{nor}$  : diamètre normalisé (m).

## **V.2 Dimensionnement de nouveau réseau :**

Pour le dimensionnement :

- $D \leq 630\text{mm}$  : on utilise le des collecteurs en PVC.
- $D > 630\text{mm}$  : on utilise des collecteurs en béton arme.

### **Remarque :**

Pour les calculs de paramètres hydrauliques :  
on prend le diamètre intérieur des conduites en PVC tenant compte l'épaisseur de conduites.

Les dimensions du réseau sont dans le tableau ci-après :

Chapitre -V-:

**Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement**

**Tableau V-1** : dimensions de collecteur 1.

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
			Rom	Section (m²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R1 - R2	0,970	800,000	0800	0,503		0,800	1,930	0,700	1,080	0,620	494,000	2,980	1,510	2,750	1,384	OK
R2 - R3	0,970	800,000	0800	0,503		1,860	1,930	0,460	0,980	0,480	381,000	4,100	2,310	4,190	2,107	OK
R3 - R4	0,970	800,000	0800	0,503		1,460	1,930	0,520	1,010	0,510	409,000	3,750	2,040	3,720	1,867	OK
R4 - R5	0,970	800,000	0800	0,503		0,830	1,930	0,690	1,080	0,610	487,000	3,020	1,550	2,810	1,413	OK
R5 - R6	0,970	800,000	0800	0,503		0,800	1,930	0,700	1,080	0,620	494,000	2,980	1,510	2,750	1,384	OK
R6 - R7	1,610	1000,000	1000	0,785		2,000	2,050	0,410	0,950	0,440	443,000	4,790	2,780	5,050	3,967	OK
R7 - R8	1,610	1000,000	1000	0,785		1,050	2,050	0,560	1,030	0,540	536,000	3,750	2,010	3,650	2,868	OK
R8 - R9	1,610	1000,000	1000	0,785		1,130	2,050	0,540	1,020	0,520	523,000	3,860	2,090	3,800	2,982	OK
R9 - R10	1,610	1200,000	1200	1,131		1,350	1,420	0,300	0,880	0,380	454,000	4,100	2,570	4,680	5,294	OK
R10 - R11	1,610	1200,000	1200	1,131		1,180	1,420	0,330	0,890	0,390	471,000	3,910	2,410	4,370	4,947	OK
R11 - R12	<b>2,600</b>	1200,000	1200	1,131		1,310	2,300	0,500	1,000	0,500	598,000	4,620	2,540	4,620	5,229	OK
R12 - R13	2,600	1200,000	1200	1,131		1,400	2,300	0,480	0,990	0,490	587,000	4,730	2,630	4,780	5,403	OK
R13 - R14	2,600	1200,000	1200	1,131		1,590	2,300	0,450	0,970	0,470	566,000	4,950	2,800	5,080	5,750	OK
R14 - R15	2,600	1400,000	1400	1,539		0,300	1,690	0,690	1,080	0,610	856,000	2,640	1,350	2,450	3,769	OK
R15 - R16	2,600	1200,000	1200	1,131		0,740	2,300	0,660	1,070	0,600	714,000	3,700	1,910	3,470	3,921	OK
R16 - R17	2,600	1200,000	1200	1,131		1,410	2,300	0,480	0,990	0,490	586,000	4,730	2,630	4,780	5,409	OK

Chapitre -V-:

**Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement**

**Tableau V-2 : dimensions de collecteur 2.**

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
			nom	Section(m²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R18 - R19	1,400	717,000	0800	0,503		1,470	2,790	0,750	1,100	0,650	516,000	4,090	2,050	3,730	1,873	OK
R19 - R20	1,400	723,000	0800	0,503		1,400	2,790	0,760	1,100	0,660	525,000	4,010	2,000	3,640	1,831	OK
R20 - R21	1,400	1000,000	1000	0,785		1,300	1,770	0,330	0,900	0,420	499,000	4,490	2,690	4,462	4,256	OK
R21 - R22	1,400	1000,000	1000	0,785		1,200	1,770	0,350	0,910	0,410	410,000	4,610	2,780	3,960	3,970	OK
R22 - R23	1,400	1200,000	1200	1,131		0,590	1,240	0,400	0,940	0,440	528,000	2,920	1,700	3,090	3,495	OK
R23 - R24	<b>2,000</b>	1200,000	1200	1,131		0,770	1,770	0,500	1,000	0,500	600,000	3,540	1,950	3,540	4,003	OK
R24 - R25	2,000	1200,000	1200	1,131		0,400	1,770	0,690	1,080	0,610	734,000	2,760	1,410	2,560	2,897	OK
R25 - R26	2,000	1200,000	1200	1,131		1,470	1,770	0,360	0,920	0,420	499,000	4,490	2,690	4,880	5,523	OK

Chapitre -V-:

**Dimensionnement et conception du réseau D'assainissement**

**Tableau V-3 : dimensions de collecteur 3.**

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
			nom	Section(m²)	Optimal			r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R18 - R19	1,400	717,000	0800	0,503		1,470	2,790	0,750	1,100	0,650	516,000	4,090	2,050	3,730	1,873	OK
R19 - R20	1,400	723,000	0800	0,503		1,400	2,790	0,760	1,100	0,660	525,000	4,010	2,000	3,640	1,831	OK
R20 - R21	1,400	1000,000	1000	0,785		1,300	1,770	0,330	0,900	0,420	499,000	4,490	2,690	4,462	4,256	OK
R21 - R22	1,400	1000,000	1000	0,785		1,200	1,770	0,350	0,910	0,410	410,000	4,610	2,780	3,960	3,970	OK
R22 - R23	1,400	1200,000	1200	1,131		0,590	1,240	0,400	0,940	0,440	528,000	2,920	1,700	3,090	3,495	OK
R23 - R24	2,000	1200,000	1200	1,131		0,770	1,770	0,500	1,000	0,500	600,000	3,540	1,950	3,540	4,003	OK
R24 - R25	2,000	1200,000	1200	1,131		0,400	1,770	0,690	1,080	0,610	734,000	2,760	1,410	2,560	2,897	OK
R25 - R26	2,000	1200,000	1200	1,131		1,470	1,770	0,360	0,920	0,420	499,000	4,490	2,690	4,880	5,523	OK
R27 - R28	0,600	709,000	0800	0,503		0,290	1,190	0,730	1,090	0,630	506,000	1,790	0,910	1,650	0,827	OK
R28 - R29	0,600	1000,000	1000	0,785		0,890	0,760	0,230	0,810	0,320	324,000	2,720	1,850	3,360	2,642	OK
R29 - R30	0,600	1000,000	1000	0,785		0,730	0,760	0,250	0,830	0,340	342,000	2,530	1,670	3,040	2,390	OK
R30 - R31	0,600	1000,000	1000	0,785		1,100	0,760	0,200	0,780	0,310	306,000	2,940	2,060	3,750	2,945	OK
R31 - R32	0,600	1000,000	1000	0,785		0,560	0,760	0,290	0,860	0,370	365,000	2,300	1,470	2,680	2,103	OK
R32 - R33	0,600	1000,000	1000	0,785		0,500	0,760	0,300	0,880	0,380	378,000	2,200	1,380	2,520	1,977	OK
R33 - R34	0,600	1000,000	1000	0,785		0,380	0,760	0,350	0,910	0,410	406,000	2,010	1,210	2,210	1,734	OK
R34 - R35	0,600	1000,000	1000	0,785		0,740	0,760	0,250	0,830	0,340	340,000	2,550	1,690	3,070	2,414	OK
R35 - R36	0,600	1000,000	1000	0,785		0,250	0,760	0,430	0,960	0,460	458,000	1,710	0,980	1,770	1,394	OK
R36 - R37	1,500	1400,000	1400	1,539		1,060	0,970	0,210	0,790	0,310	437,000	3,640	2,530	4,590	7,070	OK
R37 - R38	1,500	1000,000	1000	0,785		0,900	1,910	0,560	1,030	0,540	537,000	3,480	1,860	3,390	2,661	OK
R38 - R39	1,500	1000,000	1000	0,785		0,600	1,910	0,690	1,080	0,610	611,000	2,980	1,520	2,770	2,173	OK
R39 - R40	1,500	1000,000	1000	0,785		1,000	1,910	0,530	1,020	0,520	520,000	3,630	1,960	3,570	2,805	OK
R40 - R41	1,500	1400,000	1400	1,539		1,130	0,970	0,200	0,790	0,310	430,000	3,730	2,620	4,760	7,322	OK
R41 - R42	1,500	1000,000	1000	0,785		0,980	1,910	0,540	1,020	0,520	524,000	3,600	1,940	3,530	2,774	OK
R42 - R43	1,500	878,000	1000	0,785		0,570	1,910	0,710	1,080	0,620	621,000	2,920	1,490	2,700	2,121	OK
R43 - R44	1,500	612,000	1000	0,785		2,940	1,910	0,270	0,850	0,350	355,000	4,010	3,900	5,090	5,567	OK
R44 - R26	1,500	1400,000	1400	1,539		1,380	0,970	0,210	0,790	0,250	356,000	3,640	2,530	4,890	10,613	OK

*Chapitre -V-:*

## **Dimensionnement et conception du réseau**

### **D'assainissement**

#### **Remarque:**

On remarque que certaine vitesse dépasse la valeur limite supérieur. Mais ce dépassement n'a pas d'influence sur le fonctionnement du réseau.

#### **V.3 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir la capacité D'évacuation du réseau existant, et les recommandations pour l'horizon de calcule 2047, en respectons les normes et les exigences de dimensionnement de réseau pour satisfaire la vitesse d'auto curage

Nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Donc l'addition des débits d'eaux usée dans une conduite, ainsi la pente du tronçon qui nous a permis de procéder un dimensionnement de tout le réseau après un calcul précis. On remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 800 et 1400 mm.



# **Chapitre: VI**

## **ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

### VI Introduction

Après le calcul des dimensions réseaux d'assainissements vient après l'identification des déchets dont le rôle est de :

- Assure que l'eau de pluie est évacuée rapidement et correctement.
- Evacué les eaux usées pour préserver la santé publique et l'environnement

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- Les principales structures correspondant au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Des ouvrages annexes qui constituent tous les établissements et les établissements visant à permettre l'exploitation rationnelle et appropriée 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 Canalisations :

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

##### VI.1.2 Type de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

###### VI.1.2.1 En béton non armé:

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

Les industriels en maintenant l'homogénéité de leur fabrication, produisent actuellement des tuyaux en béton non armé dans trois classes : 60 B, 90 B et 135 B, correspondant à une charge minimale à l'écrasement rapportée à la surface diamétrale intérieure de 60, 90 ou 135 KN/m<sup>2</sup>.(5)

## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

### VI.1.2.2 Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement selon un processus assurant une montée du béton. Le tuyau contient deux jeux d'armatures, le premier est constitué de barres droites appelées générateurs, et le second est constitué de rouleaux hélicoïdaux continus d'un maximum de 1,5 mètre. La longueur utile ne doit pas dépasser 2 m .(5)

#### VI.1.2.2.1 Les joints des conduites en béton armé :

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

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

##### ➤ Joint type Rocla :

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

##### ➤ Joint à demi-emboîtement :

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

##### ➤ Joint à collet :

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible. La figure VI-1. Représente divers joints sur tuyau en béton. (5)

### VI.1.2.3 Conduites en amiante-ciment :

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

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

### VI.1.2.3 PVC :(Chlorure de Polyvinyle) :

Parmi les matières plastiques qui font partie intégrante de notre vie quotidienne, le PVC a permis de réaliser des produits d'une qualité et d'une durabilité remarquables, ce qui justifie son succès. Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

### Caractéristiques :

Classe de rigidité de CR2 à CR16 : classe mini à retenir CR8

Emboitement avec joint, pas de collage.

### VI.1.2.4 PEHD :

Caractéristiques :

- Diamètre nominal = diamètre externe.
- Dn : de 63mm à 1200mm.
- Classe de pression : jusqu'à PN25.
- Assemblage par électro soudure ou pièce spéciales. (5)

### VI.1.2.5 Choix du type de canalisation :

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

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

Pour notre projet, les conduites utilisées seront béton armé vu les avantages qu'elles présentent :

- Les volumes des effluents, qui véhiculent des eaux usées et pluviales.
- Les diamètres utilisés.
- Les efforts extérieurs dus au remblai.
- La nature chimique des eaux usées. (5)

### VI.1.3 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisation sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisation doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

#### ➤ Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H<sub>2</sub>S) corrosif et néfaste aux conduites. (5)

#### ➤ Actions mécaniques :

## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

Elles sont dues à m'agressivité des particules de sables qui provoquent l'érosion des parois intérieurs des canalisations.

### ➤ **Actions statiques :**

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier. (5)

## **VI.2 Ouvrages annexes :**

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts. (5)

### **VI.2.1 Ouvrages normaux :**

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

### **VI.2.2 Branchements :**

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

- il faut que le collecteur à brancher soit égale à 7/10 du collecteur principal si non li faille un regard.

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

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. (5)

### **VI.2.3 Ouvrages des surfaces :**

Ce type d'ouvrages est destiné au recueil des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

A- Ouvrages de collecte et de transport.

B- Ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

#### **A) Ouvrages de collecte et de transport :**

## **ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.**

### **A.1 Les fossés :**

Les fossés sont destinés à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique. (5)

### **A.2 Les caniveaux :**

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout. (5)

### **B) Les bouches d'égout :**

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches d'égout afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont. (5)

Elles peuvent être classées selon deux critères : La manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus. (5)

### **B.1 Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation :**

Ce type de bouche d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent. (5)

### **B.2 Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :**

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation. (5)

### **B.3 Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonide ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation. (5)

### **B.4 Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton :**

## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

- **Dimensionnement de la bouche d'égout :**

On a :

$$Q=C.\sqrt{2gh} \dots V-1$$

$$C=0.6*k*N_s \dots V-2$$

K : Coefficient de colmatage ( $0,8 < k < 1$ )

Tel que :

0.6 : coefficient de débit

$N_s$  : section de passage d'eau

On a  $Q=56$  l/s (dans le tronçon 1-2) et  $h=0.1$ m (hauteur du trottoir)

Donc :

$$N_s = \frac{Q}{0,6.k.\sqrt{2gh}} = 0.083 \text{m}^2 \dots V-3$$

On propose 4 ouvertures de longueurs de 40cm donc :

$$S=N_s/4=0.021 \text{m}^2 \text{ et } S=1*L \rightarrow L=S/1=0.021/0.40=0.053 \text{m}$$

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

On a la largeur du barreau=0.03m

Donc la largeur totale de bouche est :

$$0.03*5+0.053*4=0.362 \text{m}$$

Donc les dimensions de la bouche d'égout est  $l=46$ cm et  $L=36$ cm

Avec 4 ouvertures de 5.3 cm de largeur.

### VI.2.4 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

- 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 direction.
- A chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- A chaque changement de pente.
- A chaque changement de diamètre. (6)

### VI.2.5 Déversoir d'orage :

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

Quel que soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles :

- évacuer sans surverse et sans remous le débit .d' eaux usées de temps sec.
  - Evacuer sans surverse le débit critique.
  - Surverse le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
  - Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et, les ouvrages annexes.
- Assurer la fonction de by-pass ou ouvrage d'échange: envoyer les eaux excédentaires lors ,des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transport. (4)

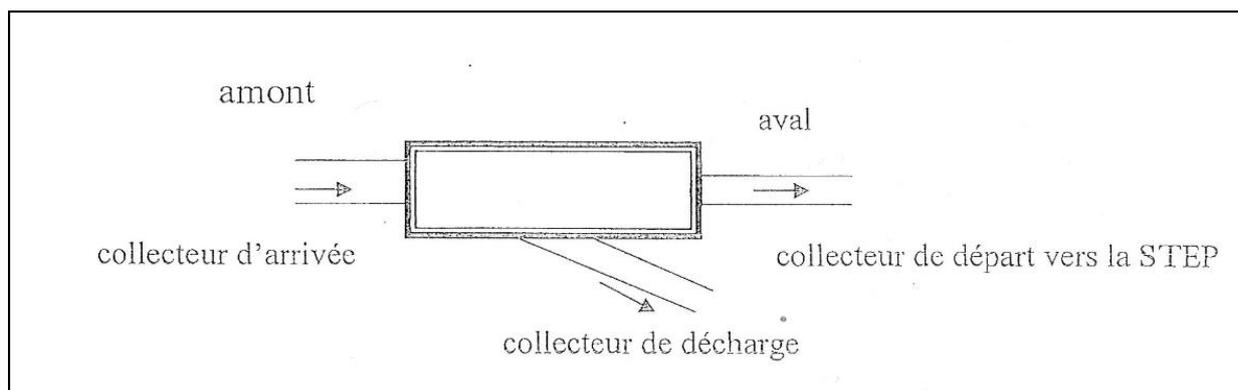
## ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.

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

### VI.2.6 Composition des organes d'un déversoir d'orage et d'un by-pass :

Un Déversoir d'orage se compose :

- d'un ouvrage de dérivation
- d'un canal ou collecteur de décharge.(6)



**Figure VI-1** : schéma type d'un déversoir.

#### A- Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

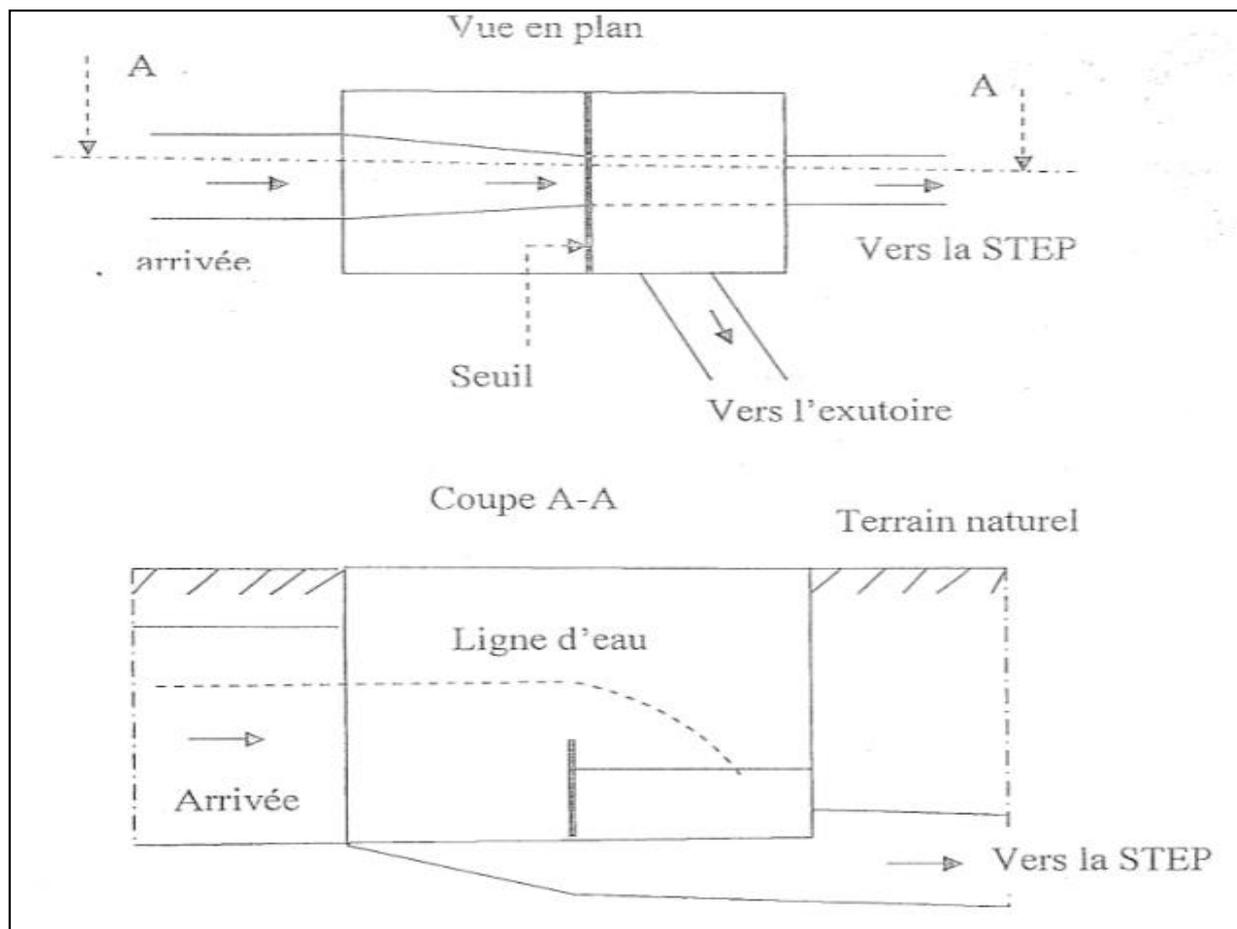
- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur ;
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes. (Dr Salah Boualem polycop d'assainissement, E.N.S.H. Blida, 2007).

#### B- Les types des déversoirs :

- **Déversoir à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

**ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.**



**Figure VI-2** : schéma type d'un déversoir frontal.

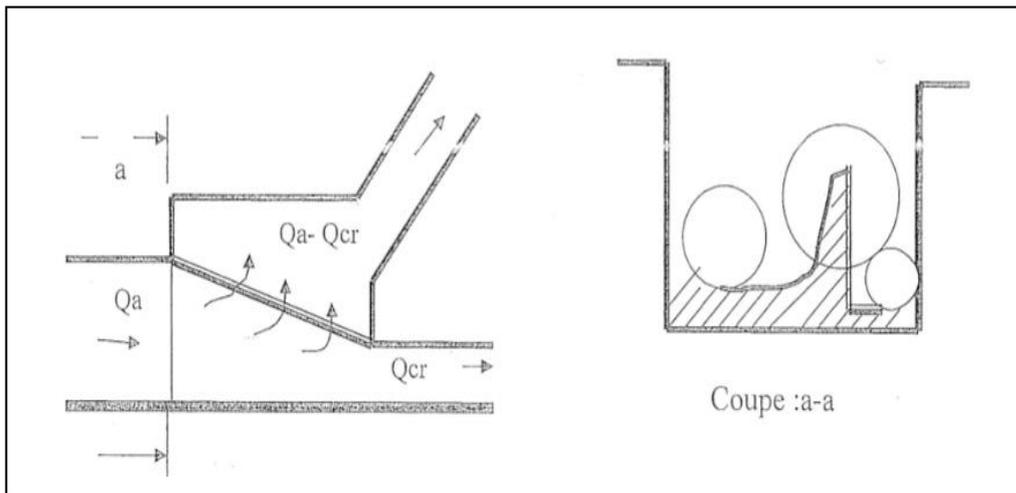
➤ **Déversoir à seuil latéral :**

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;
- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé. (4)

**ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.**



**Figure VI-3** : schéma type d'un déversoir latéral.

**Remarque :**

En fonction de la position de déversoir par rapport le point de rejet en choix le déversoir frontal.

**VI.3 Dimensionnement :**

- Le débit total  $Q_t$  :

$$Q_t = Q(\text{pluvail}) + Q(\text{eaux usees dom}) + Q(\text{indus}) + Q(\text{eaux usée pub}) + Q(\text{eau paras}) \dots \mathbf{V-1}$$

- Le débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t * (1 - t_c / 100) \dots \mathbf{V-2}$$

$t_c$  : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface a drainer.

- Le débit critique se compose :

Du débit déversé :  $Q_{dev}$

Du débit allant vers la STEP :  $Q_{step}$

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{sept} \dots \mathbf{V-3}$$

On calcule le débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step} \dots \mathbf{V-4}$$

- Détermination du débit de la STEP :  $Q_{step}$

Calcul du débit de pointe d'eaux usées :  $Q_{pte}$

**ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT.**

$$Q_{pte} = Q_{moy} * K_p \dots \mathbf{V-1}$$

$$\text{Avec : } K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

K<sub>p</sub> : coef de pointe.

- Tenant compte de la dilution :  
 dilution de 2 :  $Q_{step} = Q_{pte} * (1+1)$   
 dilution de 3 :  $Q_{step} = Q_{pte} * (1+2)$

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

$$R_{(Q_{step})} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \Rightarrow \text{abaque} \Rightarrow R_h = \frac{h_{step}}{D} \text{ et } R_v = \frac{v}{v_{sp}} \Rightarrow h_{step} = R_h * d$$

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \Rightarrow \text{abaque} \Rightarrow R_{hcr} = \frac{h_{tcr}}{R_{hcr}} \Rightarrow h_{tcr} = R_{hcr} D \dots \mathbf{V-1}$$

**Tableau VI-1** : dimensionnement des déversoirs.

	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Qcr (m <sup>3</sup> /s)	Qstp (m <sup>3</sup> /s)	Qdev (m <sup>3</sup> /s)	Hstep (m)	Hdiv (m)	Hp (m)	L (m)
<b>Déversoir 1</b>	2.611	2.210	0.172	2.038	0.216	0.624	0.840	2.190
<b>Déversoir 2</b>	3.370	2.86	0.168	2.674	0.168	0.684	0.852	2.942

**VI.4 Conclusion :**

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

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau, nous avons procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts (02 déversoirs d'orage de type frontal, les bouches d'égout).



# **Chapitre: VII**

## **Organisation de**

### **Chantier**

## ORGANISATION DE CHANTIER.

### VII.1 Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

### VII.2 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées. (7)

### VII.3 Exécution des travaux :

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

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

### VII.4 Décapage de la couche de terre végétale :

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

## ORGANISATION DE CHANTIER.

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

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

### VII.5 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation. (7)

### VII.6 Exécution des tranchées et les regards

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

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

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- Creuser au-dessous de la surface d'appui.
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical.
- Creuser à une profondeur importante.
- Creuser dans la direction de la machine. (7)

## ORGANISATION DE CHANTIER.

### a) Profondeur de la tranchée :

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

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

### b) Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2c \quad \dots\dots\text{VII-3}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

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

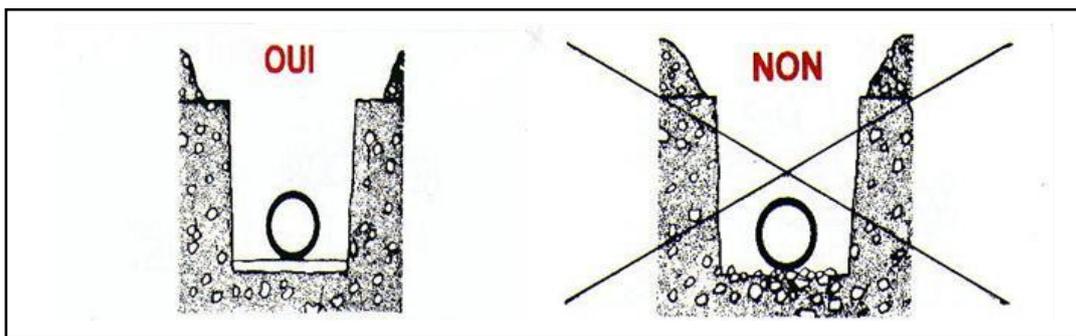


Figure -1 : lit de pose.

### VII.7 Aménagement du lit de sable :

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

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

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition. (7)

## ORGANISATION DE CHANTIER.

### VII.8 Pose des canalisations en tranchées :

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

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée. (7)

### VII.9 Mise en place des conduites

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

#### VII.9.1 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule. (7)

#### VII.9.2 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.

## ORGANISATION DE CHANTIER.

### VII.9.3 Essais des tuyaux préfabriqués :

Les essais des tuyaux préfabriqués sont suivant :

**VII.9.4 Essais d'étanchéité :** L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

**A) à l'usine :** la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

**B) sur le chantier :** l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

**B.1) 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.

**B.2) 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.

**B.3) 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. (7)

### VII.10 Confection des joints :

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment. (7)

### VII.11 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

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

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

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

## ORGANISATION DE CHANTIER.

- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle. (7)

### VII.12 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.(6)

### VII.13 Choix des engins :

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

#### A- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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



Figure -2 : Bulldozer.

## ORGANISATION DE CHANTIER.

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui-même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut Tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est-à-dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité constitués le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés, on n'utilise plus ce type d'engins. (6)

### A.1 Utilisation des niveleuses :

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

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent de déposer en cavalier sur le bord du fossé. (6)



**Figure -3 :** Niveleuse automotrice.

## ORGANISATION DE CHANTIER.

### B- Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution 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. (6)



**Figure-4** : Pelle équipée en rétro.

### B.1 Pour le remblaiement des tranchées :

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

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

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)

## ORGANISATION DE CHANTIER.



Figure-5 : Chargeur.

### C- Pour le compactage :

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

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



Figure -6 : compacteur.

### VII.14 Devis quantitatif et estimatif

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.

## ORGANISATION DE CHANTIER.

- 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.14.1 Détermination des différents volumes :

Les volumes a déterminé sont :

#### A) Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v . L . B \dots\dots \text{VII-4}$$

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

#### B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B . L . H \dots\dots \text{VII-5}$$

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

#### C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e . L . B \dots\dots \text{VII-6}$$

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

## ORGANISATION DE CHANTIER.

### D/Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{condt}} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots \text{VII-7}$$

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

### E/Volume du remblai :

$$V_r = V_{\text{deb}} - [ V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}} ] \dots\dots \text{VII-8}$$

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

### F/Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \dots\dots \text{VII-9}$$

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

$$\text{Tel que } V_f = V_{\text{deb}} \cdot K_f \dots\dots \text{VII-10}$$

- $K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24. \dots\dots \text{VII-11}$$

**ORGANISATION DE CHANTIER.**

**Tableau-1** :Calcul le montant de travaux.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>A</b>	<b>Travaux de terrassement</b>				
1	Décapage de la tranchée	M <sup>3</sup>	1146.3	150	171945
2	Déblai	M <sup>3</sup>	48549.80	300	14564940
3	Pose du lit de sable	M <sup>3</sup>	1986.717	1000	1986717
	Enrobage	M <sup>3</sup>	11236.253	1000	11236253
4	Blindage	M <sup>3</sup>	3524.105	1200	4228926
5	Remblai de la tranchée	M <sup>3</sup>	30356.66	350	10624831
6	Evacuation des déblaies excédentaire	M <sup>3</sup>	12142.664	160	1942826.24
<b>B</b>	<b>Canalisation</b>				
1	<b>Fourniture, transport et pose de canalisation</b>				
2	<b>Canalisation en béton armé</b>				
	800	MI	404.78	2400	971472
	1000	MI	1923.95	2800	5387060
	1200	MI	1172.35	3100	3634285
	1400	MI	240.12	3500	840420
<b>C</b>	<b>Construction</b>				
1	Construction des regards en béton armé	U	301	12000	3612000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	2	16000	32000
	<b>THT</b>				59233675.24
	<b>TVA 17%</b>				10069724.79
	<b>TTC</b>				69303400.03

**ORGANISATION DE CHANTIER.**

**VII.15 Conclusion :**

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

## **Conclusion Générale :**

A la lumière de ce travail, on peut conclure que la projection de réseau d'assainissement de la zone R4(BORDJ BOU ARRIREDJ) afin de protéger la ville contre les eaux usées et assainir les zones non épurés repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, le plan d'urbanisation de l'agglomération. Ce qui en résulte, le choix du système d'évacuation, impliquant un schéma allant avec.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle avec une période de retour de 10ans, les débits des eaux usées (domestiques) ont été déterminés surtout selon la répartition de la population.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis de dégager le tracé d'une seule variante (suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau). Cette dernière comporte un intercepteur et collecteurs principaux.

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

Pour un meilleur fonctionnement hydraulique du réseau, des ouvrages annexes ont été dimensionnés (déversoirs d'orage, regard .....).

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

## Référence bibliographique

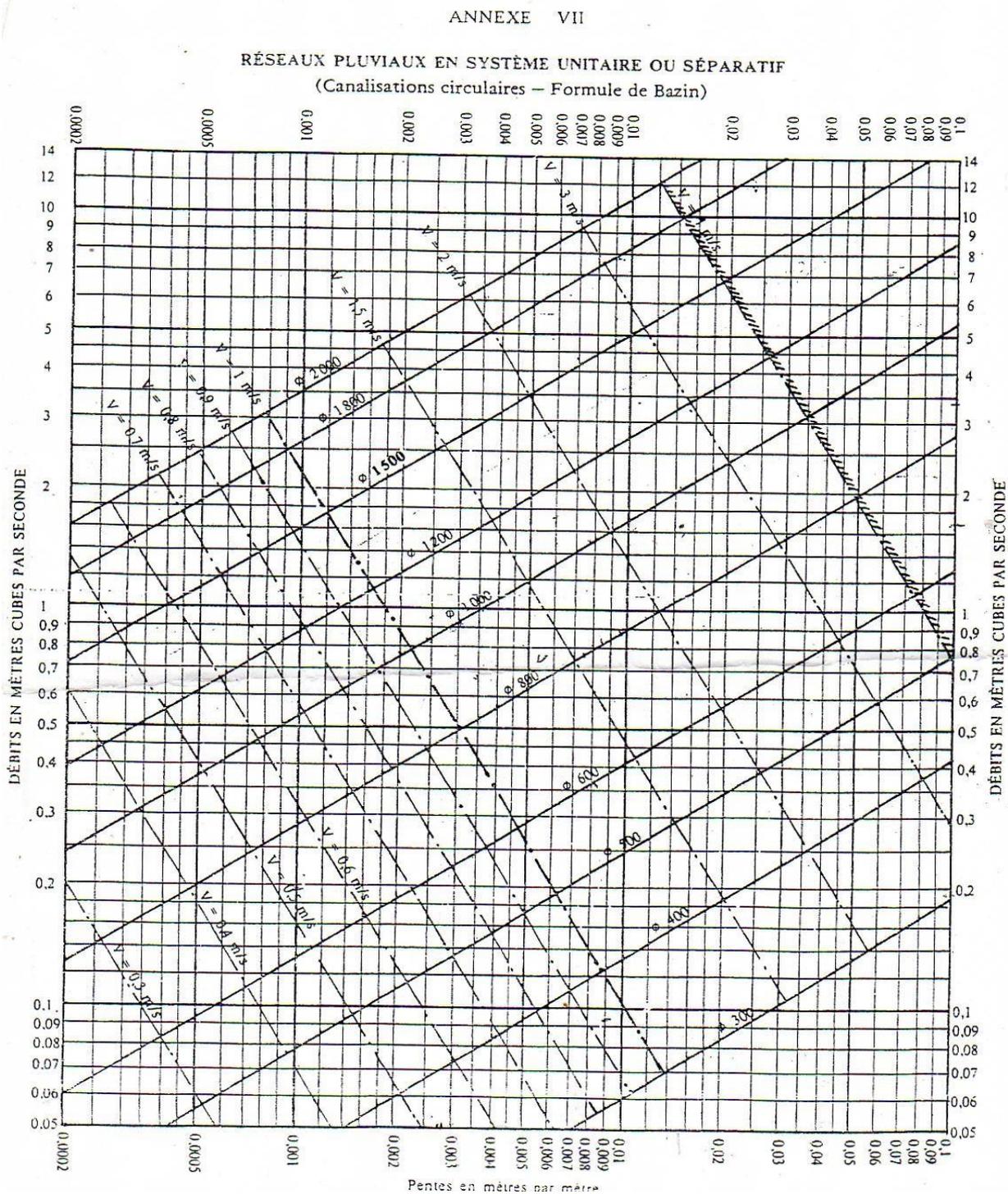
- (1) *Agence Nationale Des Ressources Hydraulique (ANRH) DE BORDJ BOU ARRERIGE .*
- (2) *TOUAIBIA, Bénina, 2004. Manuel Pratique d'hydrologie. S.l. : s.n. ISBN 9947-0-0367-1.*
- (3) *SALAH, Boualem, 2014. Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations. 2014. S.l. : s.n.*
- (4) *Guide technique d'assainissement 3<sup>eme</sup> édition) par Maurice Satin et Béchir Selmi*

### ➤ *Mémoires fin d'étude :*

- (5) *S. MOHAMED: Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la zone El-BORG commune Meftah (W.Blida).*
- (6) *H.ATTAFI : Etude du réseau d'assainissement de la ville de l'oued falli (W. TIZI OUZOU).*
- (7) *H.ALLONE : Etude du réseau d'assainissement de la commune DE MESSELMOUNE (W-TIPAZA)*

# Annexe

## Annexe 1 :



**Figure 1:** Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente

(D'après la formule de Bazin)

Annexe 2

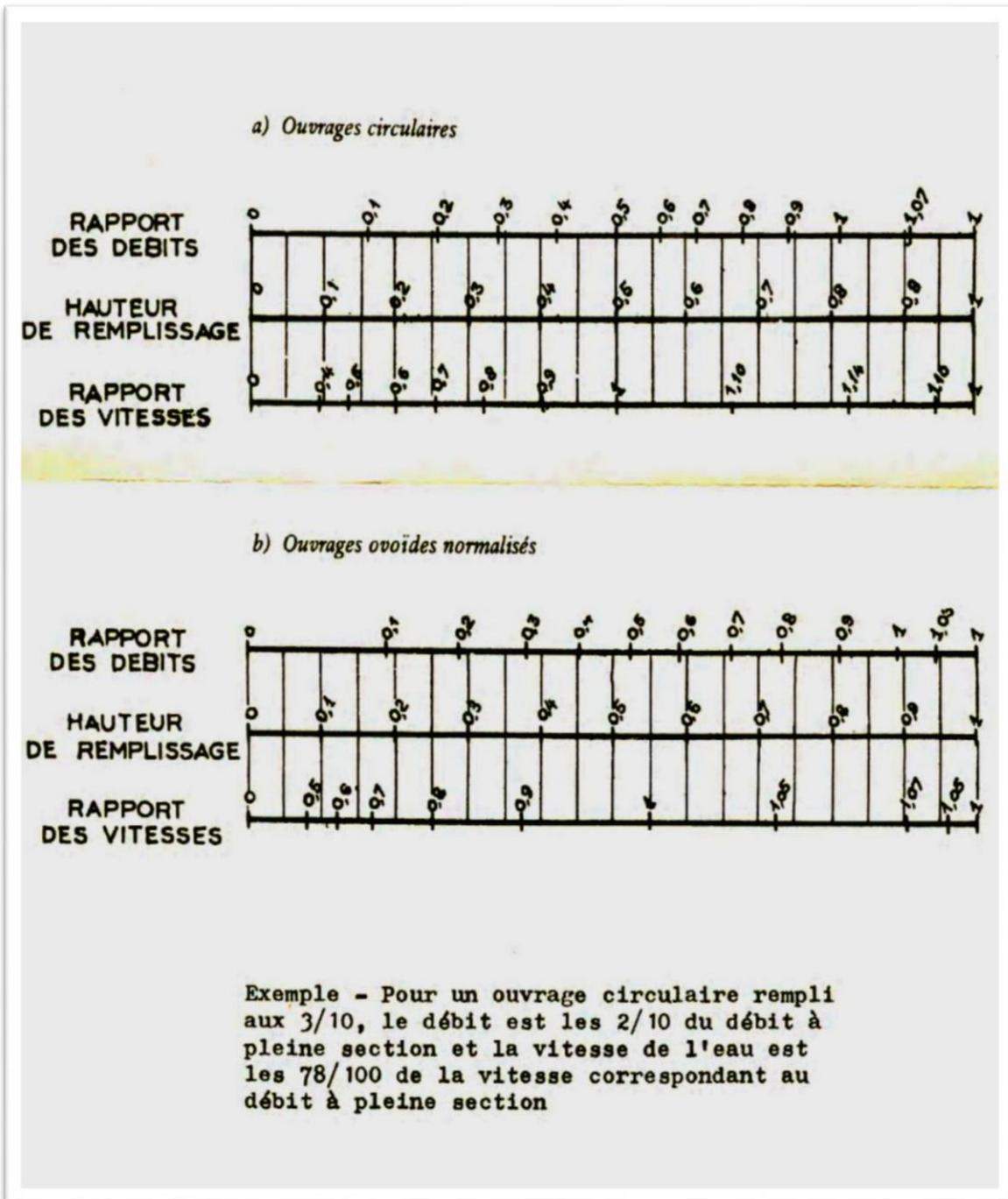


Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)