

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME : Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la zone El-BORG commune Meftah (W.Blida)

Présenté Par :
DJEBROUN RAFIK

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M. MEDDI HIND	M.C.A	Président
Mr. DERNOUNI YOUSEF	M.A.A	Examineur
Mr. HACHEMI ABDELKADER	M.C.B	Examineur
M. SALHI CHAHRAZED	M.A.A	Examineur
Mr. DJILLALI KAHLERRAS	M.C.B	Promoteur

Session - 2016- 2017H.U.

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. KALLERAS, pour toute l'aide qu'elle m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.

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

Tous mes remerciements et gratitude pour M^{elle} B. ASMA pour son soutien durant la préparation de cette mémoire.

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.

Rafik Djelbroun

❧ 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 Djebroun Djelloul et ma mère Fatima

Mes frères et mes sœurs : Djamila, Toufik, Zahia, Belkacem Fatiha Aissa

A tout ma famille, mes voisin

A ma chère amie Asma

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 : Lamine, Hakou , Ghanou , Rabie , Nacer

A tous mes enseignants durant toutes mes années d'étude (primaire, CEM, Lycie, Eksto et Ensh)

A tous et a tous qui me connaît

Rafik

ملخص

يهدف هذا المشروع الى القيام بدراسة شاملة لشبكة التصريف الصحي لمنطقة البور الواقعة ببلدية مفتاح ولاية البلدية ،و معاينة الحالة الفيزيائية لمختلف مكونات الشبكة من قنوات ومنشآت ملحقة ، وكذلك قدرة استيعابها للمياه المنزلية المستعملة ومياه الامطار وتصريفها حسب المعايير المنصوح بها ، اضافة الى ما سبق ، نهدف إلى احصاء مختلف مصادر المياه المستعملة و مناطق التوسع العمراني ونسبة ربط المنازل بالشبكة .كل هذا من أجل ايجاد حلول مناسبة لإصلاح الأعطاب و تغيير القنوات غير القادرة على تصريف التدفق الحالي و لتجنب أي خلل او خطر، وتطوير الشبكة بما يناسبها، لضمان سير حسن و مثالي لشبكة الصرف على المدى البعيد .

Résumé

Ce projet a pour but de mener une complète étude de réseau d'assainissement de l'agglomération El- Borg dans la commune Meftah W. Blida. Il examine également la condition physique des différents composants du réseau, y compris les canaux et les ouvrages annexes, ainsi que leur capacité à absorber et évacuer les rejets domestiques et les eaux de pluie selon les normes recommandées. En outre, cette étude tente d'identifier les différentes sources d'eaux usées et le taux de raccordement au réseau et localisé les zones d'extension à l'horizon futur. Ensuite, cela consiste à trouver des solutions réalisable pour réparer les lacunes et le changement des canaux qui sont incapables d'évacuer le débit et pour éviter tout défaut ou risque. Enfin, notre projet peut améliorer et développer le réseau pour assurer une bonne et un long terme de fonctionnement du réseau d'assainissement.

Abstract

This project aims to conduct a comprehensive study of the sewerage network of El-Borg agglomeration in Meftah's municipality of Blida province. It also examines the physical condition of the various components of the network including channels and attached installations, as well as their ability to absorb used domestic water and rainwater according to the recommended standards. In addition to that, this study attempts to identify the various sources of wastewater and urban expansion areas and the proportion of the connecting homes to the network. Subsequently, find appropriate solutions to repair the gaps and change channels that are unable to discharge the current flow and to avoid any defect or risk. Beside, developing the network to ensure a good and long-term functioning of the drainage network.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I. Situation géographique	1
II. climat	1
III. Situation géologique	2
III.1 La plaine	2
III.1.1 Morphologie	2
III.1.2 Géologie	3
III.2 Les montagnes	3
III.2.1 Morphologie	3
III.2.2 Géologie	3
III.2.3 Topographie	3
IV. Situation Hydrogéologique	3
V. Population	3
VI. Situation hydraulique	4
VI.1 Réseau d'AEP	4
VI.2 Réseau d'assainissement	4
Conclusion.....	4

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	5
I-généralité	5
I- 1-Les averses	5
I-2- Période de retour	5
I.3 L'intensité moyenne de précipitation	6
II. Etude des précipitations	6
II.1 Les précipitations maximales journalières	8
II.1.1 Vérification de l'homogénéité de la série	9
II.1.2 Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel	11
II.1.2.1 Méthode à appliquer : Méthode des moments	12
II.1.2.2 Démarche et résultats.....	12
II .2 Ajustement graphique : par le logiciel HYFRAN	15

II.2.1 Ajustement à la Loi de Gumbel.....	16
II.2.1.1 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	16
II.2.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).....	17
II.2.2.1 : Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée et de Période de retour 10 ans	18
III. Test d'adéquation au teste de PEARSON.....	19
Conclusion	20

Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction	21
I. L'objectif de l'étude du diagnostic	21
II. Phases principales d'une étude de diagnostic	21
II.1 Recueil et exploitation des données	21
III. Diagnostic in situ du réseau d'assainissement d'EL-BORG.....	22
III.1 Etat des regards	22
III.2 Etat des collecteurs	23
III.3 Etat des rejets	22
III.4 État des bouches d'égout	25
III.5 Etat des déversoirs d'orage	26
IV. Constatations	26
V. Recommandation	27
Conclusion.....	27

Chapitre IV : Calcul de base

Introduction	28
I. Situation démographique	28
II. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	29
II.1 Définition	29
II.2 Choix de la limite des sous bassins.....	30
II.3 Systèmes d'assainissement	30
II.3.1 Système unitaire	30
II.3.2 Système séparatif	31
II.3.3 Système pseudo-séparatif	32
III. Choix du système d'assainissement	34
IV. schéma d'évacuation	34
IV.1 Schéma perpendiculaire	34

IV.2 Schéma par déplacement latéral	35
IV.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique	35
IV.4 Schéma à collecteur étagé	36
IV.5 Schéma type radial	36
V. Choix du schéma d'évacuation	36
VI. Principe du tracé du réseau	37
VII. Choix de découpage des sous bassins	37
VII. Choix du coefficient de ruissellement	37
VII.1 Coefficient de ruissellement pondéré	38
VIII.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	38
VIII.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	39
VIII.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population	39
VIII.6 Calcule le nombre d'habitant et le coefficient de ruissellement dans chaque sous bassin ...	40
Conclusion.....	42

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction.....	43
I. Evaluation des débits des eaux usées.....	43
I.1 Nature des eaux usées à évacuer.....	43
I.1.1. Les eaux usées d'origine domestique.....	44
I.1.2 les eaux industrielles.....	44
I.1.3 Eaux des services publics	44
I.1.4 Les eaux parasites	45
II Evaluation des débits des eaux usées domestiques	45
II.1 Evaluation du débit moyen journalier	45
II.2 Evaluation du débit de pointe	65
III. Évaluation des débits des eaux pluviales	46
III.1 La méthode rationnelle	47
III.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle	47
III.1.2 Validité de la méthode rationnelle	48
III.1.3 Temps de concentration	48
III.1.4 Coefficient réducteur d'intensité	49
III.1.5 Les anomalies de la méthode rationnelle	49
III.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot)	50
III.2.1 Validité de la méthode superficielle	51

III.2.2 Définition des variables de la formule de Caquot	51
III.2.2.1 Pente moyenne	51
III.2.2.2 Groupement des bassins versants en série ou en parallèle	52
III.3 Choix de la méthode	52
IV. Calcule des débits totales pour chaque sous bassin	53
Conclusion	53

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction	54
I. Conditions d'implantation des réseaux	54
II. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	54
III. Mode de calcul	55
IV. Dimensionnement de nouveau réseau	64
Conclusion	68

Chapitre VII : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Introduction	69
I. Les ouvrages principaux	69
I.1 Canalisation	69
I.1.1 Canalisations à section circulaire	69
I.1.2 Canalisations à section ovoïde	70
I.2 Les joints et assemblage des conduites	71
I.2.1 Joints des conduites en béton armé	71
I.2.2 Assemblage des conduites en PVC	74
I.2.2.1 Assemblage par collage à froid	74
I.2.2.2 Assemblage a joint	75
I.3 Choix du type de canalisation	75
II. Les ouvrages annexes	76
II.1 Ouvrages normaux	76
II.1.1 les branchements	76
II.1.2 Les caniveaux	77
II.1.3 Les bouches d'égout	77
II.1.4 Les fossés	78
II.1.5 Ouvrages d'accès au réseau (Les regards)	78
II.2 Ouvrages spéciaux	79
II.2.1 Déversoirs d'orage	79

II.2.1.1 Composition des organes d'un déversoir d'orage	81
II.2.1.2 Positionnement	81
II.2.1.3 Les différents types des déversoirs d'orage	82
II.2.1.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage	85
1. Les grilles et les dégrailleurs	85
2. La chambre de tranquillisation et de dessablement	86
Choix de types de déversoirs	86
II.2.1.5 Dimensionnement du déversoir d'orage	86
II.2.2 Bassin piège	89
II.2.2.1 Calcul du volume du bassin	89
II.2.2.2 Avantages et inconvénients de la connexion des bassins pièges	92
II.2.2.2.1 Bassin piège à connexion directe sur la station d'épuration	92
II.2.2.2.2 Bassin piège à connexion latérale sur la station d'épuration	93
II.2.2.2.3 Bassin de transit à la fin de la zone assainie	94
Choix de la connexion adéquate	94
Conclusion	95

Chapitre VIII : Organisation du chantier et sécurité du travail

Introduction	96
I. Exécution des travaux	119
I.1 Manutention et stockage des conduites	119
I.2 Décapage de la couche de terre végétale	97
I.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	98
I.5 Emplacement des jalons des piquets	122
I.6 Pose canalisations dans la tranchée	99
I.7 Assemblage des conduites	123
I.8 Essais d'étanchéité	123
I.9 Réalisation des regards	100
I.10 Remblaiement et compactage des tranchées	124
I.11 Choix des engins	101
II. Devis quantitatif et estimatif	104
II.1 Détermination des différents volumes	104
III. Sécurité de travail	106
Introduction	106
III.1 Les Causes Des Accidents	107

III.2 : Les actions et conditions dangereuses	107
III.3 Organisation de La prévention des accidents du travail	108
Conclusion	110
Conclusion générale	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des planches	
Référence bibliographique	
Annexe	

Sommaire

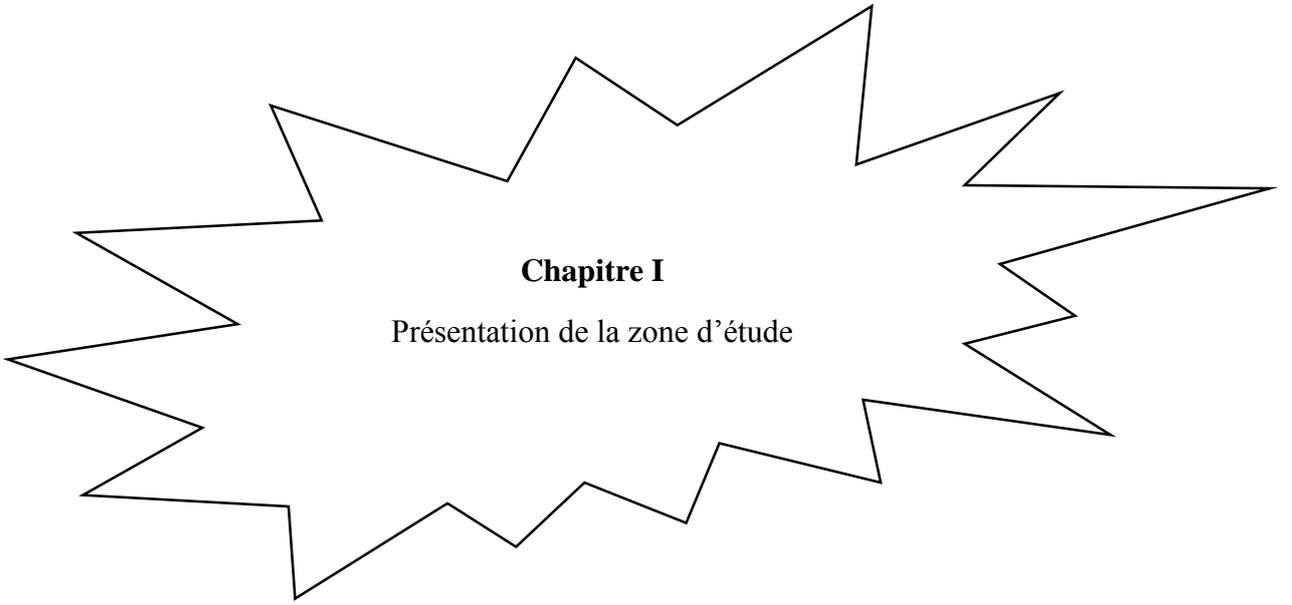
Introduction générale

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 de débit 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 importantes 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 le diagnostic de réseau d'assainissement de l'agglomération EL-BORG dans la commune de Meftah. L'étude vise à examiner le réseau d'assainissement existant et trouver les solutions afin d'éviter le mauvais fonctionnement de ce dernier et aussi les risques de pollution qui menacent les zones agricoles ainsi que les nappes d'eau.

Parmi les problèmes actuels auxquels les exploitants des réseaux d'assainissement font face quotidiennement, il y a celui des dépôts d'origines différentes qui obstruent partiellement ou par fois totalement les collecteurs, et le mauvais fonctionnement de ces derniers d'une manière générale. Il y a non seulement une mauvaise conception des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales, mais une absence totale d'une politique de gestion fonctionnelle et planifiée des réseaux



Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I

Présentation de zone d'étude

Généralités :

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. Situation géographique :

La zone d'étude couvre localité de l'EL-Borg, elle est localisée dans la commune de Mefteh wilaya de Blida, à environ 2 Km à l'Ouest du chef-lieu de la commune elle est délimitée :

- ✚ Au Nord par des terres agricole ;
- ✚ Au Sud, par la route nationale n°29;
- ✚ À l'Ouest par la Sidi Hammad ;
- ✚ À l'est par le chef-lieu de la commune de Mefteh et la CW59.

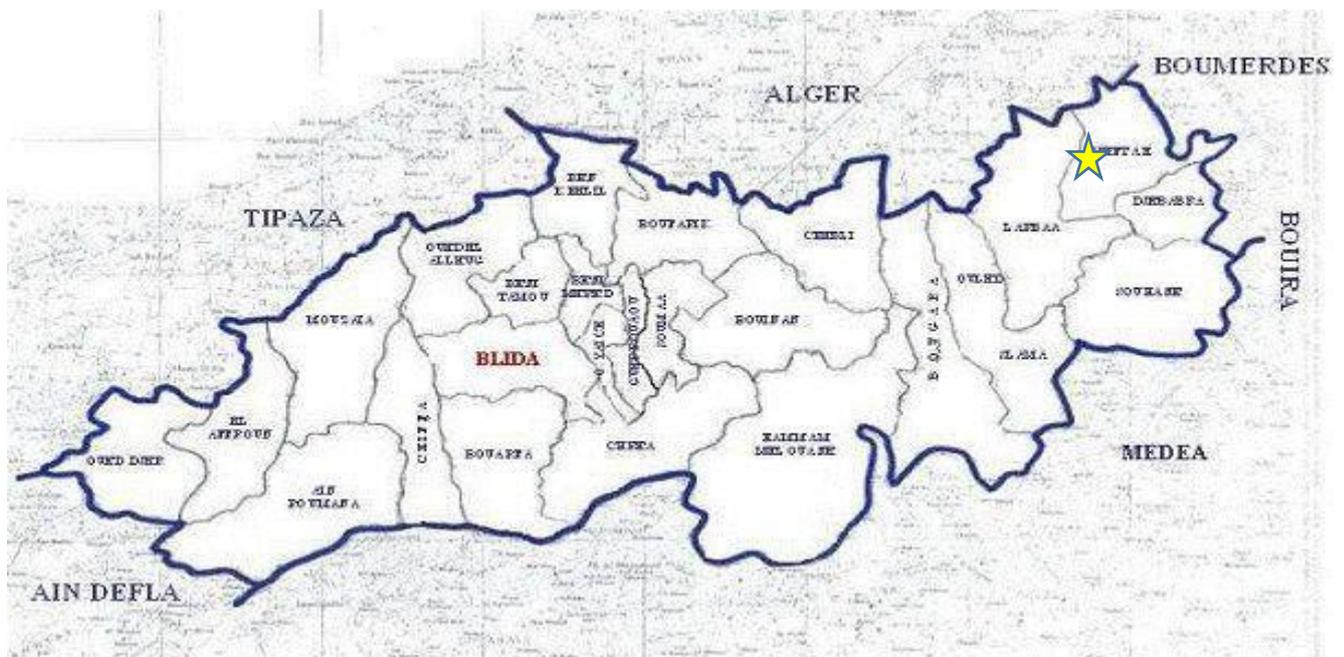


Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude

II. climat :

Le climat est étudié sur la base des données enregistrées à la station climatologique de Dar El Beida (indice 390), située au Nord-Ouest de la zone d'étude, à environ 10 km de la Zone d'étude et à une altitude de 24 m dont les coordonnées géographiques sont : latitude = $36^{\circ}43$ N et longitude = $03^{\circ}15$ E.

Cette station est gérée par l'Office Nationale de la Météorologie et fournit tous les paramètres climatiques.

L'analyse des données enregistrées à cette station nous a permis de prononcer que la zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen soumis à l'influence de la mer et le relief, avec un hiver pluvieux qui s'étend de septembre à mai (96,2 % de la pluie moyenne annuelle) dont les mois de novembre, décembre et janvier sont les plus froids et humides et un été sec et ensoleillé aux mois de juin, juillet et août avec des pluies très faibles. La pluie moyenne annuelle est de 623 mm

- ✚ La température moyenne mensuelle est d'environ 22°C . Les températures extrêmes enregistrées sont 1°C et $45,5^{\circ}\text{C}$ localisées en janvier et en juillet atteintes avec des fréquences faibles. Dans le mois de janvier, la température moyenne mensuelle varie le plus souvent entre $6,4^{\circ}\text{C}$ et $16,8^{\circ}\text{C}$ alors qu'en juillet elle est située entre $26,5^{\circ}\text{C}$ et $35,7^{\circ}\text{C}$.
- ✚ L'humidité moyenne annuelle est élevée, de l'ordre de 76 %, et évaluée régulièrement durant l'année, mais reste au-dessus de 71% pendant tous les mois.
- ✚ L'insolation moyenne annuelle dans la zone d'étude atteint 2843 heures/an c'est à dire 7,8 heures/jours.
- ✚ Les orages sont fréquents aux mois d'août, septembre, octobre, novembre, décembre, janvier et mai.
- ✚ Le Sirocco souffle sur la zone d'étude avec une fréquence plus que 17 jours/an en moyenne et la gelée de 22 jours/an.
- ✚ Les vitesses moyennes mensuelles du vent sont comprises entre 2,1 m/s et 2,9 m/s.

III. Situation géologique :

III.1 La plaine :

Elle couvre plus de 65% de la commune de Meftah ainsi que notre zone d'étude et elle est à caractère agricole.

III.1.1 Morphologie :

La plaine est dirigée vers le nord avec une pente de 5,5% et de 6% d'est en ouest.

III.1.2 Géologie :

Les faciès géologique du périmètre d'étude sont formés d'une épaisse couche de sédiments alluvionnaires quaternaires.

D'alluvions de basses terrasses, et des terrasses des vallées.

III.2 Les montagnes :

Elle couvre la partie sud de l'agglomération El-Borg.

III.2.1 Morphologie :

Cet ensemble montagneux est constitué d'une série de hautes collines d'altitudes atteignant 509 m et séparées par les oueds précités .les pentes sont fortes et supérieurs à 15%.

III.2.2 Géologie :

La composition géologique de la zone montagneuse est variable, des roches constituées d'argiles, des marnes, des grés et de quartzites.

III.2.3 Topographie :

L'étude de la topographie s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception du réseau, vu que l'évacuation des eaux s'effectue gravitairement sauf si le relief exige un relèvement.

La zone d'étude est caractérisée par un relief montagneux accidenté ;de ce fait, elle présente l'avantage du temps d'écoulement très bref dans ces circonstances et par conséquent, l'augmentation du coefficient de ruissellement.

IV. Situation Hydrogéologique :

Le contexte hydrogéologique détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne variant de 10 à 20 mètre, et elle est alimentée par :

- ✓ L'infiltration des eaux de pluie.
- ✓ L'infiltration des eaux des oueds.

V. Population :

Selon le RGPH 2008 La population de la zone d'étude (EL-Borg) s'élève à **2414** habitants avec un taux d'accroissement égal **1.8%**

(Source : PDAU DE MEFTAH -EDITION FINALE)

VI. Situation hydraulique :

VI.1 Réseau d'AEP :

L'agglomération El-Borg est alimentée par un réseau ramifié, dont la dotation d'eau est de 170 l/j/hab (d'après les services hydrauliques de la commune Meftah).

La population de cette cité est satisfaite presque à 100% en matière des conduites du réseau, et en consommation journalière.

VI.2 Réseau d'assainissement :

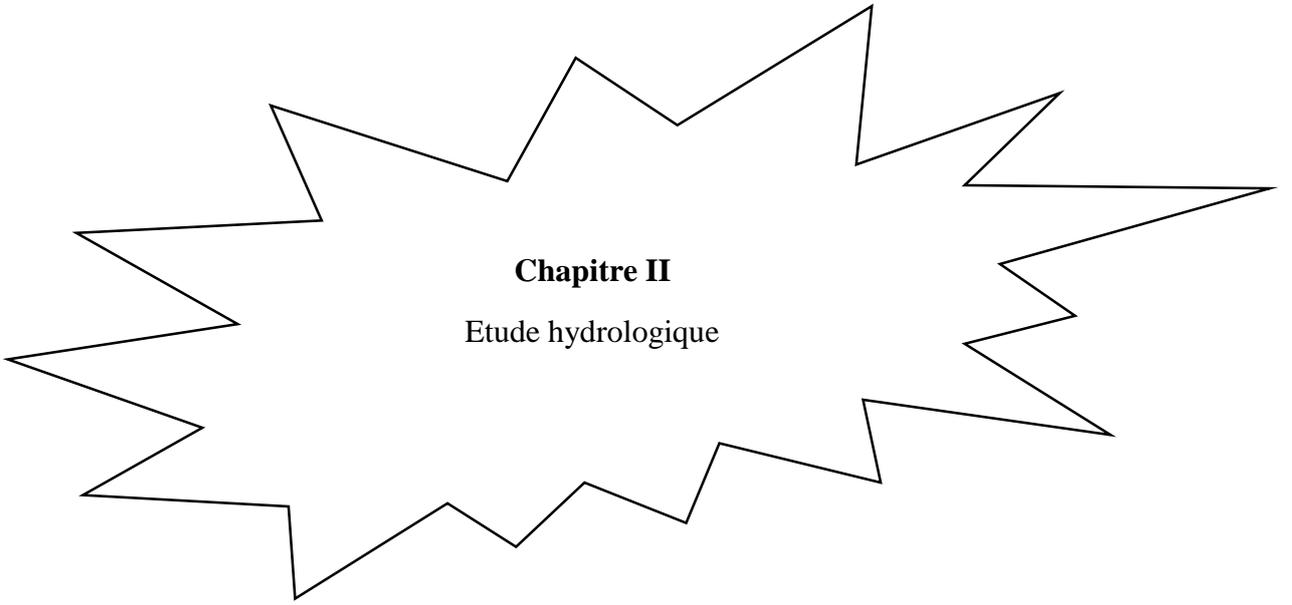
Le cité de El-Borg est dotée d'un seul système d'assainissement qui commence en amont de la zone d'étude avec des diamètres de 300 mm en Béton Armé, et se grandit à 400mm et 500mm traversant la 2ème rocade d'Alger vers la partie aval de la zone d'étude. Ce réseau a été réalisé en 1984 et dans la majorité de ces collecteurs et regards se trouve dans un état dégradé.

L'agglomération El-Borg a un taux de raccordement de 100 % au réseau d'assainissement.

Tous les rejets raccordés au réseau sont acheminés vers un seul point de rejet qui est l'oued Si Hmida. Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans ce cours d'eau sans aucun prétraitement. Cette situation pose beaucoup de problèmes et il y a même des risques d'apparition des maladies à transmission hydrique.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, géologie, hydrogéologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.



Chapitre II
Etude hydrologique

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est la science qui traite de la présence et de la distribution des eaux sur la terre, avec leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques, et de leur interaction avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport des sédiments, et de la pollution de l'eau. En effet, les inquiétudes croissantes sur la pollution des eaux de surface et des eaux souterraines, les pluies acides.

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. D'une autre part on peut dire que l'hydrologie est la science qui a pour but d'étudier les eaux terrestres, Pour une étude hydrologique, qui a pour but le dimensionnement d'un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, on est contraint de passer par certaines étapes qui seront illustrées ultérieurement. A cette fin, on définit les notions et termes suivant :

I-généralité :

I- 1-Les averses :

Les averses sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique ; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Les averses les plus dangereuse sont les orages car elles sont caractérisés par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit et généralement très charger.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

I-2- Période de retour :

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décennale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de

réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

I.3 L'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recourir des données spécifiques adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statique les événements pluvieux tout en limitant leur paramètre. Lors de l'étude d'une averse, il est convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{II.1}$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

II. Etude des précipitations :

Pour l'étude de précipitations en assainissement on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible fournie par l'A.N.R.H de Blida (Tab N°II.2)

Comme base de données pluviométriques on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de l'Arbaa, Dont les coordonnées sont les suivantes :

Tableau II.1 : description de la station pluviométrique

Code de la station	Nom station	Coordonnées
021403	LARBAA	X : 541.15
		Y : 362.95
		Z : 100

Tableau II.2 : la série pluviométrique

n°	année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max	annuel
1	75-76	59.5	6,5	34	19	10.5	36	17	12	12	1.5	0	7	59.5	635,4
2	76-77	2	19	16	12	13	0	17	22.5	19	1	0	1,5	22.5	436,1
3	77-78	12	1	20	1	14	4	8	70	30	2	0	0	70	528
4	78-79	15	28	23	22.5	28	43.5	48.5	16.5	6.5	2	0	0.5	48.5	617,8
5	79-80	34	66.6	25	55	34.5	15	47	68	18.5	1.5	0.5	0.9	68	968
6	80-81	0	13.4	29.1	64.2	16.5	34	4.6	20.6	21.5	4.6	0	18.2	64.2	668,20
7	81-82	1.9	33.5	6.7	34.5	41.3	44.4	16.6	6.3	21.4	32.5	0	6.5	44.4	640,80
8	82-83	27.3	26.8	51.8	17.5	0	25.3	15.4	8.6	0	0	21	10.9	51.8	673,30
9	83-84	0	19.5	13.8	32.2	43.9	23.4	16.4	10.9	30.9	8.6	0	0	43.9	538,40
10	84-85	19.7	72.9	18.5	35.4	34.3	22.7	33.9	3.5	28.9	0	0	0	72.9	967,80
11	85-86	28.7	26	49.7	26.5	25.4	27.5	49.7	11.3	0	19.2	14.4	0	49.7	622,80
12	86-87	30.1	16.8	36.9	47.7	29.7	84.5	5.2	0	5.6	28.2	0	0	84.5	696,10
13	87-88	16.6	16.8	13.7	17.7	20.9	8.9	32.1	10.3	24.7	19.4	0	0	32.1	450,00
14	88-89	23.7	4.3	25.7	67.4	18.5	19.3	60.5	23.7	5.3	3.1	0	16.2	67.4	576,30
15	89-90	3.8	16.5	21.2	6.6	14.7	0	9.3	14.7	10.3	3.2	21.5	0	21.5	256,50
16	90-91	3.5	11.2	17.8	16.9	14.1	28.9	15,6	9.9	25.7	0	0	0	28.9	396,00
17	91-92	23.2	55.1	15.5	3.1	49.4	24.2	19.7	24.6	29.8	7.2	3.5	0	55.1	669,30
18	92-93	3.5	27.2	68.7	19.2	14.1	25.2	7.8	15.2	12.8	0	1.8	0	68.7	500,00
19	93-94	19.8	16.6	18.1	20.8	59.1	13.8	0.6	24	0	0	4.7	0	59.1	383,00
20	94-95	31.3	15.3	24.6	25.9	49.9	17.4	36.3	6.5	0	10	0	10,4	49.9	668,40
21	95-96	4.6	15.8	9.7	10.3	32.5	36	28.3	65.2	11.7	22.7	16.5	1.6	65.2	742,60
22	96-97	20.5	43.2	7.6	15.1	11.1	17.9	13.5	34.1	6.8	4.6	0	11.5	43.2	359,60
23	97-98	16.5	35.5	41.4	29.5	8.9	41.7	29.3	44.2	57.6	4.8	0	7.6	57.6	783,70
24	98-99	8.7	14.8	40.8	47.7	45.3	28.2	14.7	5.6	0	5.6	0	7.6	47.7	650,70
25	99-00		28.5	31.9	41.5	4.4	2.3	15.3	11	23.7	0.3	0	0	41.5	288,80
26	00-01	5.4	13.6	24	13.4	32.4	25.7	0	24.9	10.6	0	0	7.7	32.4	519,40
27	01-02	10.8	8.5	29.6	20.4	28	15.8	22.8	27.2	13.3	0	3.6	26	29.6	405,8
28	02-03	24.2	26,5	45	70.5	37	56.3	10	44.4	27	0	0.6	0	70.5	898,1
29	03-04	19	10	25.2	33.9	38.4	34,5	43.8	32.2	33	0	8.1	0	43.8	797,5
30	04-05	16.5	26.5	62	36.1	32	18.8	14.4	8.1	2.4	0	0	0	62	644,5

31	05-06	10.2	26.5	20.9	32	34.2	39	12.1	1	16	0	0	3.8	39	607,1
32	06-07	5.5	25	25.8	54	2.1	31.4	76.8	37	3.2	0.9	0	8	76.8	782,8
33	07-08	42.2	47.6	40	32	0	13.2	24.7	19	19.6	0.9	5.5	0	47.6	685,9

(Source ANRH Blida)

Les caractéristiques de cette série sont résumées dans le tableau suivant

Tableau II.3 : Caractéristiques de la série.

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des P _{max,j} (mm)	$\sum_{i=1}^{N=31} X_i$	1719.5
la moyenne des P _{max,j} (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} X_i}{n}$	52.11
L'écart type « σ_x » ; Pour n < 30 ans	$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{max,j} - \bar{P}_{max,j})^2}{n}} \right]$	16.14
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,31
L'exposant climatique :	b = 0.37	

II.1 Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Vérification de l'homogénéité de la série
- Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel (analytique)
- Ajustement de la série pluviométrique par le logiciel HYFRAN (graphique)
- Calcul a valeur de l'intensité pluviale

II.1.1 Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans la série hydrologique.
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées.

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane ou teste de Mood

Teste 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
- 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 $x_i < M$
- 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 :

$$\text{➤ } N_s > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \quad \text{II.2}$$

$$\text{➤ } T_s < 3,3(\log N + 1) \quad \text{II.3}$$

Avec :

N : la taille de l'échantillon

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

α : Erreur de premier espace =5%

Tableau II. 4 : Les étapes d'homogénéisation de la série

n°	P annuelle mm	classement décroissant	signe
1	635,4	968	+
2	436,1	967,8	-
3	528	898,1	-
4	617,8	797,5	-
5	968	783,7	+
6	668,2	782,8	+

7	640,8	742,6	+
8	673,3	696,1	+
9	538,4	685,9	-
10	967,8	673,3	+
11	622,8	669,3	-
12	696,1	668,4	+
13	450	668,2	-
14	576,3	650,7	-
15	256,5	644,5	-
16	396	640,8	-
17	669,3	635,4	+
18	500	622,8	-
19	383	617,8	-
20	668,4	607,1	+
21	742,6	576,3	+
22	359,6	538,4	-
23	783,7	528	+
24	650,7	519,4	+
25	288,8	500	-
26	519,4	450	-
27	405,8	436,1	-
28	898,1	405,8	+
29	797,5	396	+
30	644,5	383	+
31	607,1	359,6	-
32	782,8	288,8	+
33	685,9	256,5	+

Statistique de test :

On conclut que la médiane : $M = 635.4$

$$\begin{cases} N_S > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \\ T_S < 3,3(\log N + 1) \end{cases}$$

N : la taille de l'échantillon dans notre cas $N=33$

$U_{1-\alpha/2} = 1,96$ (à l'aide du table de gauss)

On obtient que : $\begin{cases} N_S = 17 \\ T_S = 4 \end{cases}$

On vérifie les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} N_{the} = 1/2((33 + 1) - 1,96 \times \sqrt{33 - 1}) = 11,285 \\ T_{the} = 3,3(\log 33 + 1) = 8,3 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées :

$$N_{the} < N_S$$

$$T_{the} > T_S$$

Donc on peut dire que la série est homogène

II.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

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 :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad \text{II.4}$$

Avec :

$$u : \text{Variable réduite de GUMBEL s'écrit sous la forme : } u = \frac{x-a}{b} \quad \text{II.5}$$

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

La distribution s'écrit alors de la manière suivante :

$$u = -\text{Ln}(-\text{Ln}(F(x))) \quad \text{II.6}$$

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

$$x = a + b \cdot u \quad \text{II.7}$$

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 :

$$F(x) = \frac{r-0.5}{n} \quad \text{II.8}$$

Ou :

r : rang de précipitation

n : nombre d'observations

II.1.2.1 Méthode à appliquer : Méthode des moments :

La méthode des moments consiste à évaluer les moments des échantillons avec les moments théoriques de la loi. Par la méthode des moments les paramètres a et b sont calculés d'après les formules :

$$\begin{cases} \hat{b} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \hat{\sigma} \\ \hat{a} = \hat{\mu} - \hat{b}\gamma. \end{cases} \quad \text{avec } \gamma = 0.5772 \text{ (constante d'Euler).} \quad \text{II.9}$$

Avec

σ : écart-type des valeurs composant l'échantillon.

μ : moyenne de l'échantillon.

II.1.2.2 Démarche et résultats

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

Étape 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

Tableau II.5 : L'ajustement par la loi de Gumbel.

P mm	classement	rang	fréquence de Hazen	u
59.5	21.5	1	0.0152	-1.433
22.5	22.5	2	0.0455	-1.129
70	28.9	3	0.0758	-0.948
48.5	29.6	4	0.1061	-0.808
68	32.1	5	0.1364	-0.689
64.2	32.4	6	0.1667	-0.583
44.4	39	7	0.1970	-0.485
51.8	41.5	8	0.2273	-0.393
43.9	43.2	9	0.2576	-0.305
72.9	43.8	10	0.2879	-0.219
49.7	43.9	11	0.3182	-0.136
84.5	44.4	12	0.3485	-0.053
32.1	47.6	13	0.3788	0.030
67.4	47.7	14	0.4091	0.112
21.5	48.5	15	0.4394	0.196
28.9	49.7	16	0.4697	0.280
55.1	49.9	17	0.5000	0.367
68.7	51.8	18	0.5303	0.455
59.1	55.1	19	0.5606	0.547
49.9	57.6	20	0.5909	0.642
65.2	59.1	21	0.6212	0.742
43.2	59.5	22	0.6515	0.848
57.6	62	23	0.6818	0.960
47.7	64.2	24	0.7121	1.080
41.5	65.2	25	0.7424	1.211
32.4	67.4	26	0.7727	1.355
29.6	68	27	0.8030	1.517
70.5	68.7	28	0.8333	1.702
43.8	70	29	0.8636	1.920
62	70.5	30	0.8939	2.188
39	72.9	31	0.9242	2.541
76.8	76.8	32	0.9545	3.068
47.6	84.5	33	0.9848	4.182

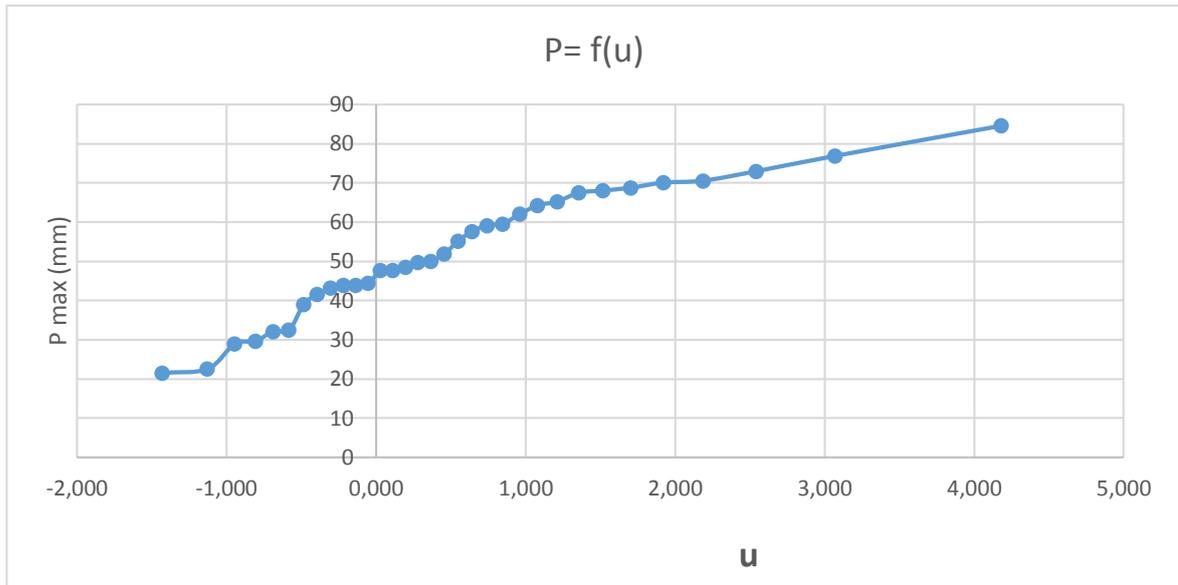


Figure II.1 : La précipitation en fonction de la variable réduite de Gumbel

Pour le calcul des paramètres 'a' et 'b' :

$$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma \quad \rightarrow \quad b = 44.84$$

$$a = \bar{X} - \gamma \times b \quad \rightarrow \quad a = 12.59$$

D'où :

$$P = 12.59 \times u + 44.84 \quad \text{II.10}$$

Tableau II.6 : calcul des précipitations de différente période de retour

T (ans)	10	20	50
F	0,10	0,05	0,02
1-F	0,90	0,95	0,98
u	2,25	2,97	3,90
P (mm)	73.167	82.23	93.941

D'après la loi de Gumbel :

$$I = \frac{P}{24} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \text{II.11}$$

$$I_{15min} = \frac{73.167}{24} \times \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.37-1} = 54.067 \text{ mm/h}$$

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

$$i = \frac{54.067 \times 10000}{3600} = 150.1 \text{ l/s/ha.}$$

II .2 Ajustement graphique : par le logiciel HYFRAN

II.2.1 Ajustement à la Loi De Gumbel :

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

Tableau II.7 : Ajustement a la Loi De Gumbel

T	Fréquence	P max%		intervalle de confiance
10000	0.9999	161	21.5	119 - 203
2000	0.9995	141	17.8	106 - 175
1000	0.999	132	16.2	99.9 - 164
200	0.995	112	12.6	86.8 - 136
100	0.99	103	11	81.1 - 124
50	0.98	94	9.47	75.4 - 113
20	0.95	82.2	7.41	67.7 - 96.8
10	0.9	73.2	5.87	61.7 - 84.7
5	0.8	63.7	4.34	55.2 - 72.2
3	0.6667	56.2	3.28	49.8 - 62.6
2	0.5	49.5	2.58	44.4 - 54.5

T	Fréquence	P max%	intervalle de confiance	alpha	u
10	0.9	73.2	61.7 - 84.7	44.8405	12.5873

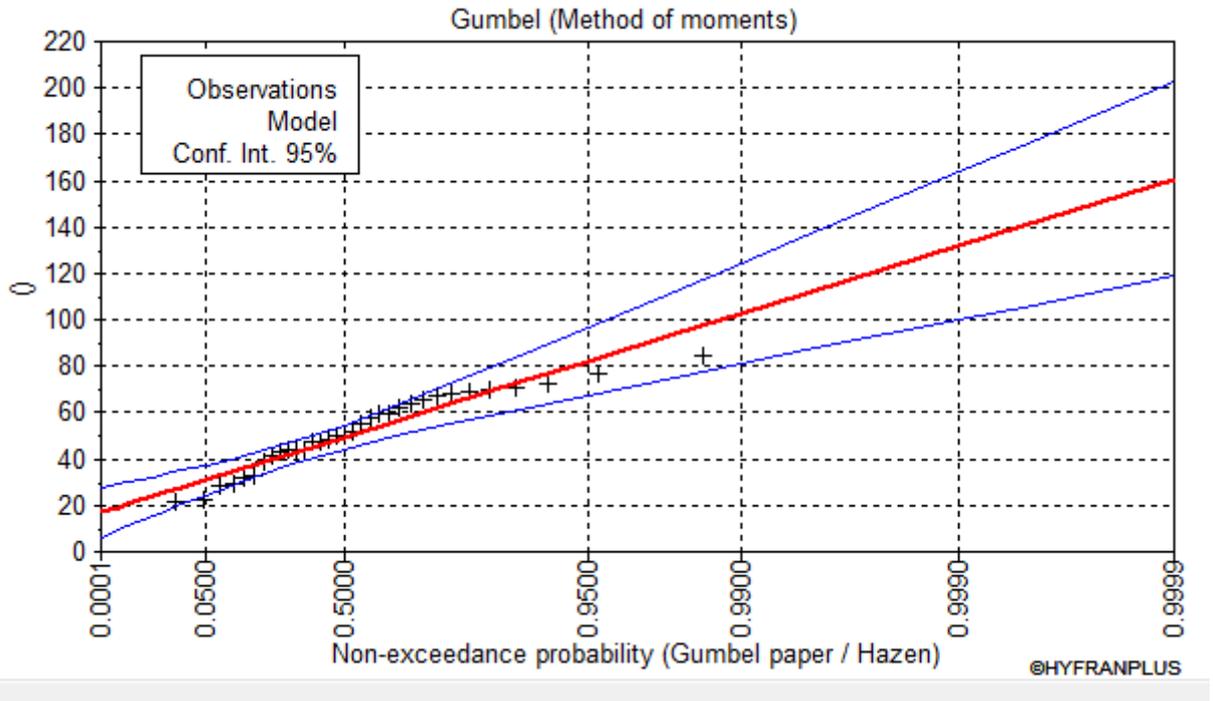


Figure II.2 : ajustement par la loi de Gumbel

II.2.1.1 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

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

$$I_{0,25 (p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \text{II.12}$$

$I_{0,25 (p\%)}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée 15 min et de fréquence (p%) ;

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

t : Durée de l'averse en heures, $t = 15 \text{ min} = 0.25\text{h}$ pour une période de retour de 10 ans ;

b : Exposant climatique de la région ($b = 0,37$) qui est donné par l'ANRH (BLIDA) ;

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

$$I_{0,25 (10\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{p_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \text{II.13}$$

$$I_{0,25 (10\%)} = \frac{73.2}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1} = 54.09 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min} (10\%)} = 54.09 \text{ mm/h}$$

II.2.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

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

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

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^x e^{-1/2u^2} du \quad \text{II.14}$$

$$\text{Ou : } u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \quad \text{II.15}$$

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

$$\log x_{p\%} = \overline{\log x} + \sigma \log u(p\%) \quad \text{II.16}$$

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

Tableau II.8 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

T	Fréquence	P max%		intervalle de confiance
10000	0.9999	116	21.2	N/D
2000	0.9995	108	16.8	N/D
1000	0.999	104	14.9	74.9 - 134
200	0.995	95.2	10.7	74.1 - 116
100	0.99	90.8	8.99	73.2 - 108
50	0.98	86.1	7.3	71.8 - 100
20	0.95	79.1	5.25	68.8 - 89.4
10	0.9	73	3.95	65.2 - 80.7
5	0.8	65.6	3.1	59.5 - 71.7
3	0.6667	58.8	2.93	53.1 - 64.6
2	0.5	51.8	3.06	45.8 - 57.9

T	Fréquence	P max%	intervalle de confiance	mu	sigma
10	0.9	73	65.2 - 80.7	6.2284	0.0318

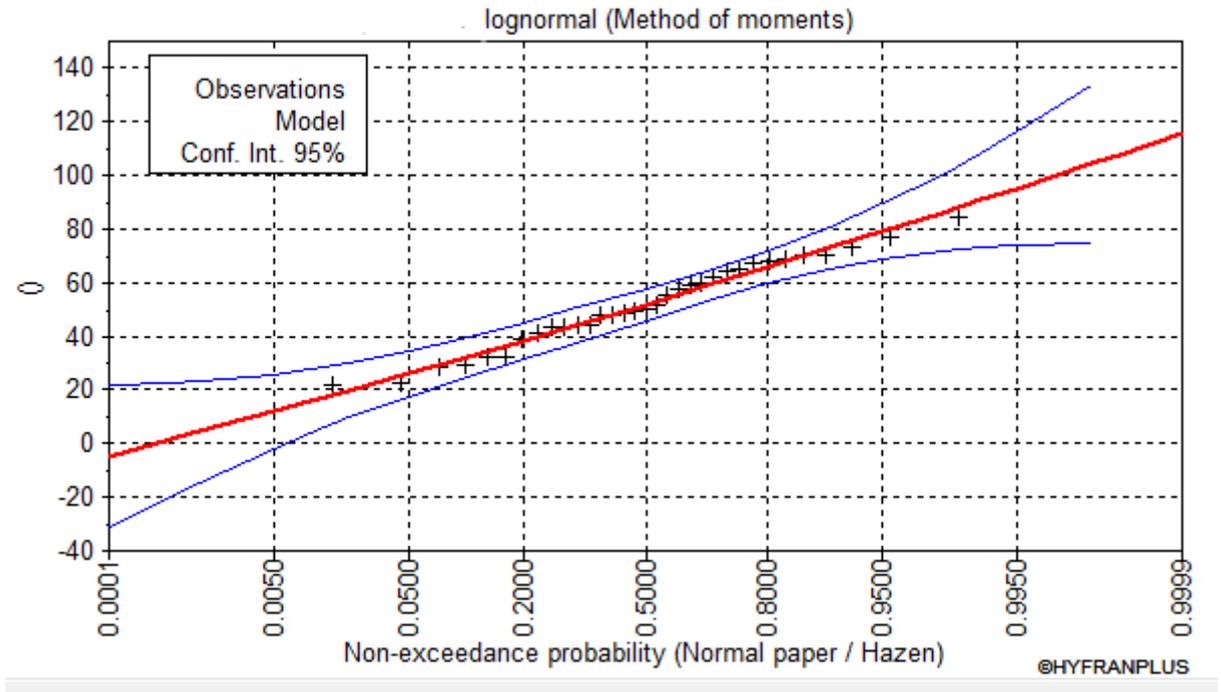


Figure II.3 : ajustement par la loi de Galton (Log-normale)

II.2.2.1 : Calcul de la valeur de l'intensité de pluie de courte durée et de période de retour 10 ans :

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

$$I_{0,25(p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \tag{II.17}$$

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

$$I_{0,25(p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{p_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$\Rightarrow I_{0,25(p\%)} = \frac{70}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1}$$

I= 53.9 mm/h

III. Test d'adéquation au teste de PEARSON :

Lorsqu'on procède un ajustement d'une loi de probabilités théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquate .Ce test d'adéquation consiste a prendre une règle de décision concernant la validité de l'ajustement.

➤ **Test de Khi²**

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

Avec :

k : nombre de class

m : nombre de paramètres de loi

$$X^2_{\text{calculé}} = \sum_{i=1}^k \frac{(ni - ui)^2}{ui} \quad \text{II.18}$$

Ou :

ni : nombre d'observation contenue de classe i

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

X^2 : variable aléatoire entre ≥ 0

On pose l'hypothèse nulle H_0

Pour que $P = F$

$$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}} \text{ soit } \sum_{i=1}^k \frac{(ni - ui)^2}{ui} < X^2_{(1-\alpha)} \quad \text{II.19}$$

On propose de testé l'ajustement aux pluies annuelle de la loi de Gumbel et Galton

Procédé de calcul :

Tableau II.9 : Procédé de calcul du teste de Pearson

classe K	ni	u1	u2	F (u1)	F (u2)	Fu1- Fu2 = Pi	n*p=Ui	ni*Ui	(ni-Ui) ²	(ni-Ui) ² /Ui
200-420	6	-2,02	0,71	0,023	0,239	0,216	7,128	-1,128	1,272	0,179
420-550	6	-2,02	0,71	0,023	0,239	0,216	7,128	-1,128	1,272	0,179
550-641	6	-2,02	0,71	0,023	0,239	0,216	7,128	-1,128	1,272	0,179
641-680	6	-2,02	0,71	0,023	0,239	0,216	7,128	-1,128	1,272	0,179
680-1000	9	0,59	1,9	0,722	0,971	0,249	8,217	0,783	0,613	0,075
Somme	33									0,789

Pour la loi de Gausse :

Nombre de degré de liberté : $Y = K - 1 - m \quad \rightarrow \quad Y = 5 - 1 - 2 = 2$

Avec $m = 2$ dans la loi de gauss

$X^2_{\text{calculé}} = 0.67$ pour $P = 1 - \alpha$

Sur la table de Pearson $X^2_{\text{théorique}} = 3.84$ pour $\alpha = 5\%$

Donc :

$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$: l'adéquation de la loi est bonne donc l'ajustement est bon

Pour la loi de log normal (Galton) :

Nombre de degré de liberté : $Y = K - 1 - m \quad \rightarrow \quad Y = 5 - 1 - 2 = 1$

Avec $m = 3$ dans la loi de gauss

$X^2_{\text{calculé}} = 0.67$ pour $P = 1 - \alpha$

Sur la table de Pearson $X^2_{\text{théorique}} = 3.84$ pour $\alpha = 5\%$

Donc :

$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$: l'adéquation de la loi est bonne donc l'ajustement est bon

Donc les 2 loi son adéquates

Conclusion

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

- En utilisant la loi de Gumbel I15 (10%) ≈ 54.09 mm/h.
- En utilisant la loi de Galton I15 (10%) ≈ 53.9 mm/h.

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

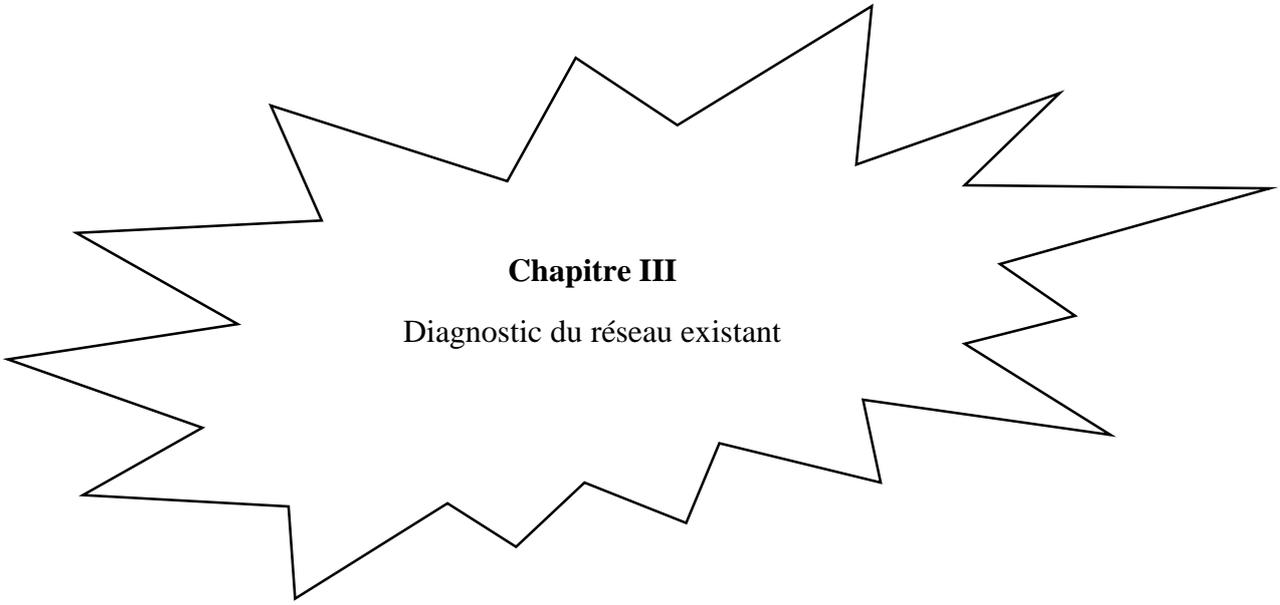
Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec une pluie d'intensité « i ».

Tell que : $i = 53.9$ mm/h

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

$$i = \frac{53,96 \times 1000 \times 10}{3600} = 149.89 \text{ l/s/ha}$$

$$i = 150 \text{ l/s/h}$$



Chapitre III

Diagnostic du réseau existant

Chapitre III

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction :

Les réseaux d'assainissement en quelques années de fonctionnement, subissent plusieurs anomalies, donc une perturbation dans le système de collecte, ainsi que l'impact sur l'environnement.

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu. Les causes majeures pour qu'un réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions sont :

- Effondrement de certaines conduites dû aux efforts physiques excessifs qu'elles subissent ; trafic routier ;
- Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- Erosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l'H₂S.

Pour le développement de notre zone, l'assainissement collectif est devenu un élément fondamental de l'aménagement dont le financement tant en investissement qu'en exploitation. Il est donc impératif de vérifier l'état actuel et la capacité d'évacuation du système d'assainissement existant de la city El-Borg. Ainsi que la détermination des anomalies en partant des diagnostics globaux à celui de la localisation de la définition et l'importance de ces problèmes.

Adopter le coût de l'étude à l'importance des anomalies à rectifier.

I. L'objectif de l'étude du diagnostic :

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état de fonctionnement des réseaux d'assainissement, pour cela il faut déterminer les paramètres de base qui serviront à l'expertise et la rénovation du réseau d'assainissement de la city El-Borg à savoir :

- Reconnaissance détaillée de lieux et détermination des zones d'extension.
- Enquête sur le réseau existant.

II. Phases principales d'une étude de diagnostic :

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements et proposer les travaux correspondants.

II.1 Recueil et exploitation des données :

On distingue quatre types de données :

- Données relatives à la collecte :
 - Nombre d'habitant et leur consommation en eau potable.
 - Surfaces totales drainées et leurs caractéristiques : degré d'imperméabilisation, intensité de pluie, pente.
- Données relatives au réseau et à ces ouvrages annexes (collecteurs, station de relevage, déversoirs d'orage, dessaleurs, déshuileur, bassin de retenue, et bassins d'orages ...etc).
- Données relatives au traitement :
 - Bilan du traitement.
 - Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.
- Données relatives au milieu récepteur :
 - Qualité actuelle.
 - Objectifs tracés.

III. Diagnostic in situ du réseau d'assainissement d'EL-BORG

III.1 Etat des regards :

Les regards ont pour le rôle de permettre le nettoyage et débouchage éventuel du réseau, on doit les placer :

- Au pied de chaque chute
- A chaque changement de pente ou direction
- A chaque intersection de canalisation
- Au maximum, chaque 80 m de canalisation

Lors de l'enquête effectuée sur le terrain ; nous avons constaté un nombre important des regards obturés, envasés, absence des tampons, goudronnés, absence d'échelle ...etc.

Un certain nombre de fiches techniques et photographies sont représentées dans annexe N°5 pour illustrer une partie de la réalité du réseau d'assainissement de cette localité.

III.2 Etat des collecteurs :

Tableau III.1 : les principaux collecteurs de la zone

Collecteur	tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente m/m	Diamètre mm	matériaux	Etats
			amont	aval	amont	aval	amont	aval				
collecteur A	R44-R45	50,65	61,84	60,93	3	3,1	58,84	57,83	0,0199	800	Béton arme	état moyen
	R45-R46	43,1	60,93	59,77	3,1	2,6	57,83	57,17	0,0153	800	Béton arme	état moyen
	R46-R47	86,35	59,77	58,18	2,6	2	57,17	56,18	0,0115	800	Béton arme	état moyen
	R47-R48	9	58,18	58,05	2	2,5	56,18	55,55	0,0700	800	Béton arme	état moyen
	R48-R49	80,85	58,05	57,52	2,5	2,5	55,55	55,02	0,0066	800	Béton arme	état moyen
	R49-R50	175,6	57,52	55,63	2,5	2,5	55,02	53,13	0,0108	800	Béton arme	état moyen
collecteur B	R50-R51	18,5	55,63	54,69	2,5	2,7	53,13	51,99	0,0616	800	Béton arme	état moyen
	R51-R52	35,75	54,69	54,33	2,7	3	51,99	51,33	0,0185	800	Béton arme	état moyen
	R52-R70	67	54,33	53,5	3	3,7	51,33	49,8	0,0228	800	Béton arme	état moyen
	R70-R69	53,3	53,5	52,53	3,7	3,4	49,8	49,13	0,0126	800	Béton arme	état moyen
	R69-R71	41	52,53	52,41	3,4	3,41	49,13	49	0,0032	800	Béton arme	état moyen
	R71-R72	90	52,41	51,39	3,41	3,6	49	47,79	0,0134	800	Béton arme	état moyen
	R72-R73	4,2	51,39	51,35	3,6	3,85	47,79	47,5	0,0690	800	Béton arme	état moyen
	R73-B	65,4	51,35	50,98	3,85	3,5	47,5	47,48	0,0003	800	Béton arme	état moyen
collecteur C	R1-R2	16,75	57,72	57,29	1,6	1,5	56,12	55,79	0,0197	400	PVC	Bon état
	R2-R3	20,58	57,29	57,05	1,5	1,73	55,79	55,32	0,0228	400	PVC	Bon état
	R3-R4	27,75	57,05	56,63	1,73	1,97	55,32	54,66	0,0238	400	PVC	Bon état
	R4-R5	24	56,63	56,63	1,97	1,5	54,66	55,13	0,0082	400	PVC	Bon état
	R5-R7	103,8	56,63	55,45	1,5	1,45	55,13	54	0,0109	400	B-A	état moyen

	R7-R8	89,26	55,45	54,38	1,45	1,75	54	52,63	0,0153	400	B-A	état moyen
collecteur D	Rth4-R53	39,4	56,3	55,84	2,2	2,1	54,1	53,74	0,0091	400	Béton arme	état moyen
	R53-R8	69,95	55,84	54,38	2,1	1,85	53,74	52,53	0,0173	400	Béton arme	état moyen
	R8-R9	69,95	54,38	53,52	1,85	1,7	52,53	51,82	0,0102	400	Béton arme	état moyen
collecteur E	R9-R10	109,28	53,52	52,42	1,7	1,6	51,82	50,82	0,0092	400	Béton arme	état moyen
	R10-R11	47,19	52,42	51,91	1,6	1,25	50,82	50,66	0,0034	400	Béton arme	état moyen
	R11-R12	46,75	51,91	51,61	1,25	1,1	50,66	50,51	0,0032	400	Béton arme	état moyen
	R12-R17	41,1	51,61	51,68	1,1	1,5	50,51	50,18	0,0080	400	Béton arme	état moyen
	R17-R25	38,75	51,68	52,01	1,5	2,1	50,18	49,91	0,0070	400	Béton arme	état moyen
	R25-R26	36,4	52,01	51,95	1,25	2,3	50,76	49,65	0,0305	400	Béton arme	état moyen
collecteur F	R26-R42	35,75	51,95	52,07	2,3	2,8	49,65	49,27	0,0106	400	Béton arme	état moyen
	R42-R61	37	52,07	51,99	2,8	2,7	49,27	49,29	0,0054	800	Béton arme	état moyen
collecteur G	R61-R62	59,5	51,99	52,23	2,7	3,2	49,29	49,03	0,0044	800	Béton arme	état moyen
	R62-R63	208	52,23	51,71	3,2	3,5	49,03	48,21	0,0039	800	Béton arme	état moyen
	R63-Rth2	71	51,71	51,76	3,5	3,9	48,21	47,86	0,0049	800	Béton arme	état moyen
	Rth2-B	45,6	51,76	50,98	3,9	3,5	47,86	47,48	0,0083	800	Béton arme	état moyen
collecteur H	B-R64	41,6	51,71	50,46	3,5	3,9	48,21	46,56	0,0397	800	Béton arme	état moyen
	R64-Rth3	32,5	50,46	50,16	3,1	2,9	47,36	47,26	0,0031	800	Béton arme	état moyen
	Rth3-R65	138,5	50,16	48,49	2,9	2,4	47,26	46,09	0,0084	800	Béton arme	état moyen
	R65-R66	44,5	48,49	48,06	2,4	2,3	46,09	45,76	0,0074	800	Béton arme	état moyen
	R66-Rth1	106,15	48,06	47,04	2,3	2,4	45,76	44,64	0,0106	800	Béton arme	état moyen
collecteur I	Rth1-R67	24	47,04	47,04	2,4	2,9	44,6	44,14	0,0208	800	Béton arme	état moyen
	R67-R68	57,5	47,04	47,27	2,9	2,0	44,1	45,27	-0,0197	800	Béton arme	état moyen
	R68-Rth6	22,15	47,27	47,11	2,0	2,2	45,3	44,91	0,0163	800	Béton arme	état moyen
	Rth5-R rejet	485	47,11	43,21	2,2	1,5	44,9	41,71	0,0066	800	PVC	Bon états

La city EL-BORG est dotée d'un réseau d'assainissement ancien, de type unitaire dans sa conception première mais au fil du temps il a subi plusieurs changements comme la réalisation le réaménagement et l'extension de réseau. C'est un réseau qui rejette les eaux collectées dans un seul point de rejets d'oued SIDI-HMIDA. Le système d'assainissement de cette dernière ne comporte pas d'ouvrages comme le déversoir d'orage ou station d'épuration il rejeté directement dans les oueds sans traitement.

III.3 Etat des rejets :

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans les cours d'eau sans aucun prétraitement. Cette situation pose beaucoup de problèmes et il y a même des risques d'apparition des maladies à transmission hydrique, les rejets sont mentionnés ci-dessous :

Tableau III.2 : fiche technique de rejet

Description	illustration
<p>Nom du rejet : R01 pour le réseau principal de la zone d'étude. Milieu récepteur : Oued Sidi Hmida Localisation : sur la sortie Nord de la localité ELBORG. Caractéristiques du rejet observées lors de la visite Section : circulaire en PVC Annelé Ø 800mm. Ensablement : pas d'ensablement. Ecoulement : fort. Caractéristiques particulières : eaux usées de couleur gris foncé.</p>	

III.4 État des bouches d'égout :

D'après constat on a remarqué que les bouches d'égout existent sur quelques rues seulement, ils sont tous en mauvais état et fermés par les boues, cela est dû à l'absence d'entretien et l'absence aussi presque totale des travaux de nettoyage, Elles sont de type simple (classique).

III.5 Etat des déversoirs d'orage :

Les eaux de réseau d'assainissement de la zone d'étude est rejetés directement dans les oueds parce que ;

- Aucun déversoir d'orage n'a été implanté jusqu'à maintenant ;
- Aucun réservoir de chasse d'eau n'a été implanté jusqu'à maintenant ;
- On constate aussi qu'aucun ouvrage de rejet n'a été implanté

IV. Constatations :

D'après l'analyse des données consolidées par des sorties sur terrain (bureau d'étude), des conclusions suivantes ont été faites sur la zone d'étude :

- Certains regards de visite de collecteurs sont recouverts de bitume chose qui rend impossible leur curage et entretien et par la même occasion leur aération.
- Lors de l'ouverture des regards de visite, il à été constaté qu'un bon nombre de ces regards sont partiellement ou totalement colmatés nécessitant un curage systématique.
- Les eaux usées rejetées directement vers le milieu naturel ce qui provoque la contamination de la nappe, la pollution ...
- Aucun traitement préalable des eaux rejetées
- Absence des ouvrages d'engouffrement (avaloire, caniveau ...)
- Retour d'eau chez les habitants
- Des débordements des regards

V. Recommandation :

Après le diagnostic physique du réseau nous proposons ce qui suit :

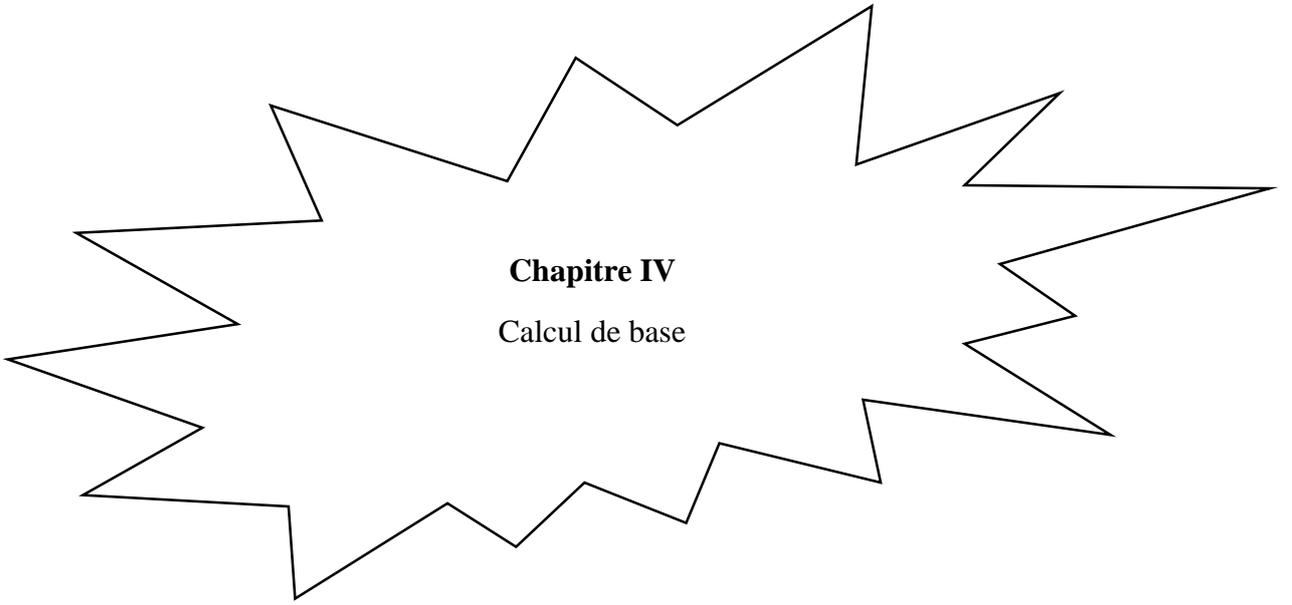
- Vérifier les conditions d'écoulement et de dimensionnement de tout le réseau (collecteur en bon état ou mauvais état).
- Remplacer les collecteurs vétustes
- Renforcement des collecteurs qui ne répondent pas aux nouvelles données.
- Les bouches d'égout et les regards doivent être nettoyés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement et engendrer des problèmes laborieux sur le fonctionnement hydraulique normal du réseau
- Remplacer les conduites et prévoir toutes les extensions du réseau pour les zones non assainies.
- Prévoir des déversoirs d'orages chaque fois que c'est nécessaire

- Projeter une station de pompage pour acheminée les eaux usée vers la station d'épuration la plus proche afin d'éviter la propagation des maladies à transmission hydrique ainsi que d'éventuel atteint à l'environnement.
- Assurer la bonne réalisation de projet (pose de conduites, implantation des déversoirs d'orages et des regards...etc.)
- Implanter les bouches d'égout dans la totalité de la zone pour permettre collecter les eaux pluviales

Conclusion :

Ce chapitre représente une description détaillée du réseau d'assainissement de notre zone d'étude.

Pour assure le bon fonctionnement de notre réseau, au courte terme il faut établir un programme périodique d'entretien et de curage des différents ouvrages et veiller à sa stricte application en mettant à disposition les moyens matériels et humains nécessaires, et a long terme il faut projeter un nouveau réseau amélioré qui permettra d'assuré une évacuation des rejets sans aucun problème.



Chapitre IV
Calcul de base

Chapitre IV

Calcul de base

Introduction :

Quel que soit la nature d'un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, il doit répondre à deux catégories de précipitation, à savoir, assuré :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles ;
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Au sein de cette partie on fait une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées

I. Situation démographique :

La population de la city EL-Borg est estimée selon recensement de 2008 à **2414** habitants avec un taux d'accroissement égal à 1.8 % d'après l'APC de Meftah.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations :

- ❖ L'estimation à court terme, de 5 ans à 10 ans.
- ❖ l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

Si on connaît le taux de la croissance annuelle de la population on a alors :

$$P_t = P_0 (1+T)^N$$

VI.1

Avec :

P_t : nombre d'habitants à l'horizon futur ;

P_0 : nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=2414$ hab.) ;

T : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, d'après DPAT ($T=1.8\%$) ;

N : l'écart d'années entre l'année de recensement et l'horizon de calcul

La répartition de la population est illustrée dans le tableau, ci-après

Tableau IV.1 : Estimation du nombre d'habitants

agglomération	population 2008	population actuel 2017	population court terme 2025	population moyen terme 2035	population long terme 2047
El-Borg	2414	2835	3270	3908	4841

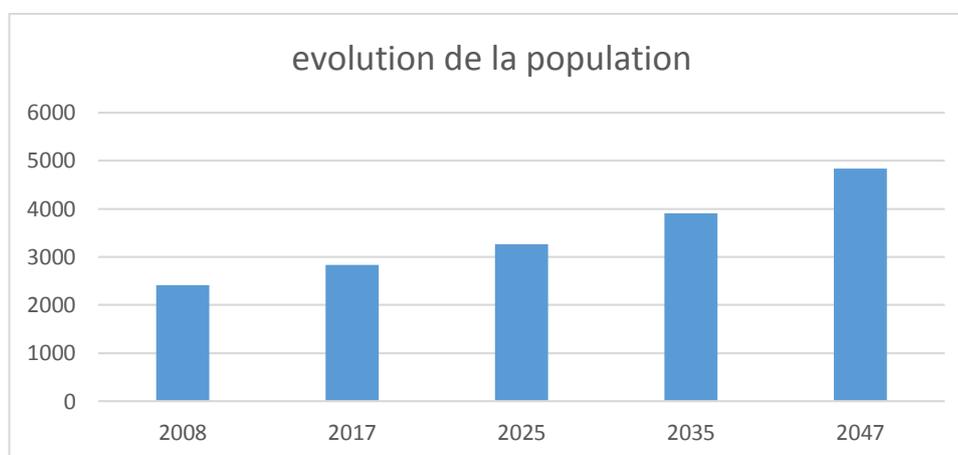


Figure IV.1 : évolution de population

Alors, le nombre d'habitants de la ville de El-Borg à l'horizon de l'étude (2047) est estimé à $P = 4841$ habitants.

II. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

II.1 Définition :

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.

II.2 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...) ;

II.3 Systèmes d'assainissement :

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

- système unitaire ;
- système séparatif ;
- système pseudo séparatif.

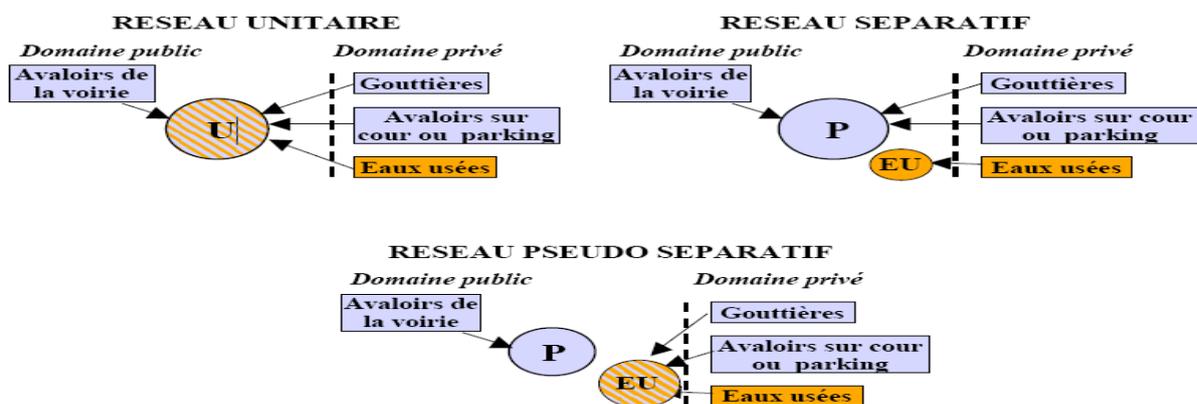
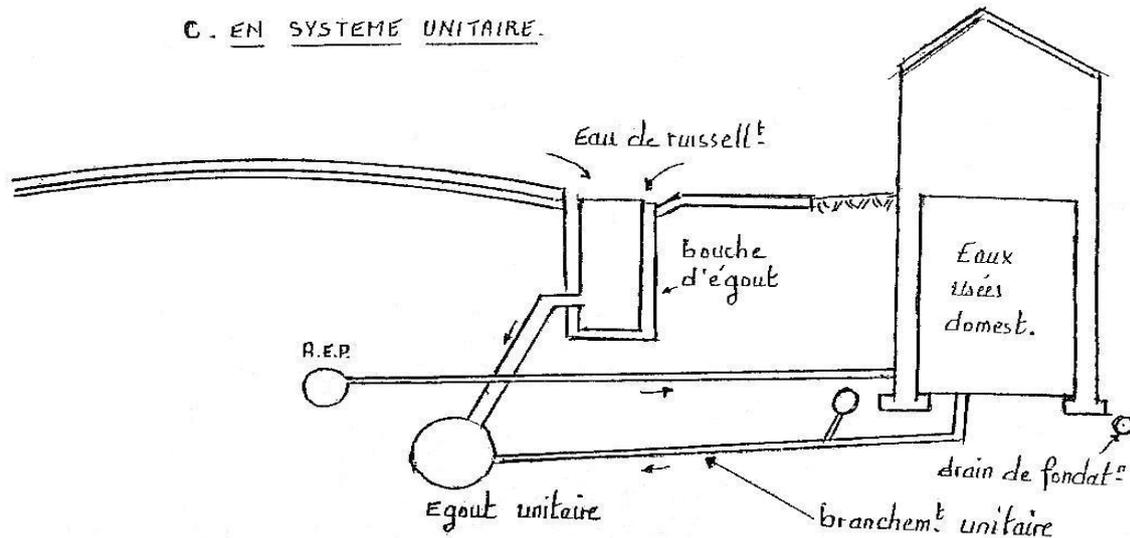


Figure IV2 : Différents système d'assainissement

II.3.1 Système unitaire :

Dans le système unitaire les eaux usées domestique, les eaux pluviales avec ou sans stockage préalable, et certaine effluents industriels ou certaine eau de refroidissement, sont évacuées par un réseau unique, généralement pourvu de déversoirs qui permettent, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux par sur verse.

Le système unitaire s'impose lorsqu'il n'y a plus de possibilités de concevoir économiquement un réseau séparatif et une maîtrise des branchements particuliers.



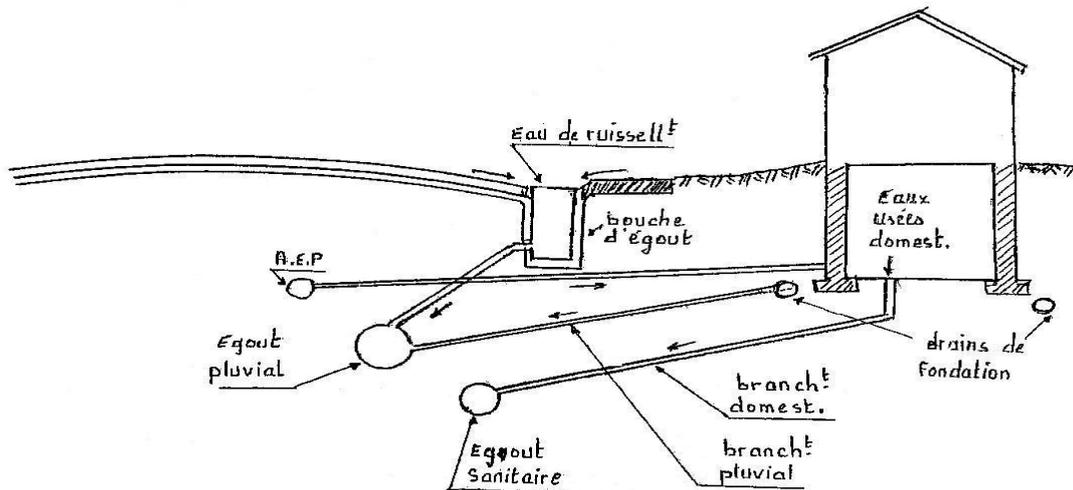
Figures IV.3 : système unitaire

II.3.2 Système séparatif :

C'est un réseau qui consiste à l'évacuation des eaux domestiques d'origine ménagère, les eaux des équipements, les eaux de service public et certaines eaux industrielles dans un collecteur et l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre collecteur.

Le tracés des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas dans la plus part du temps. Le tracé du réseau d'eau usée est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement, les eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.



Figures VI.4 : système séparatif.

II.3.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système reçoit les eaux usées en partie, les eaux de ruissellement en provenance des habitations, tandis que les eaux de ruissellement des voiries et toitures sont reprises par une conduite qui les déverse dans le milieu naturel. C'est un système qui s'adapte aux zones rurales, les habitations desservies par un tel réseau ne possèdent qu'un seul branchement.

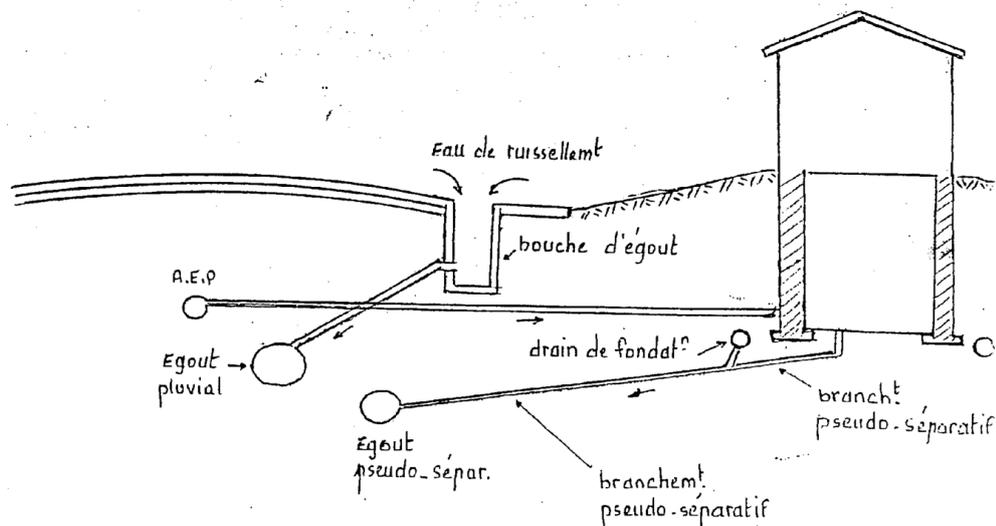


Figure IV.5 : Système pseudo-séparatif.

Tableau VI.2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes

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

III. Choix du système d'assainissement :

Les critères du choix du système d'assainissement sont :

- ❖ L'aspect économique : Une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- ❖ L'impact provoqué sur le milieu naturel à savoir que :
 - Une station d'épuration est obligatoire pour un système unitaire.
 - En un système séparatif les eaux pluviales sont rejetées directement dans le milieu naturel, mais ces eaux peuvent porter un préjudice majeur à ce dernier.
- ❖ S'il s'agit d'une extension de réseau il faut tenir compte du système existant.
- ❖ La topographie du terrain naturel.
- ❖ Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- ❖ Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....).
- ❖ De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- ❖ De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potables, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

Remarque :

Notre choix se porte sur un système unitaire.

IV. schéma d'évacuation :

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

IV.1 Schéma perpendiculaire :

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

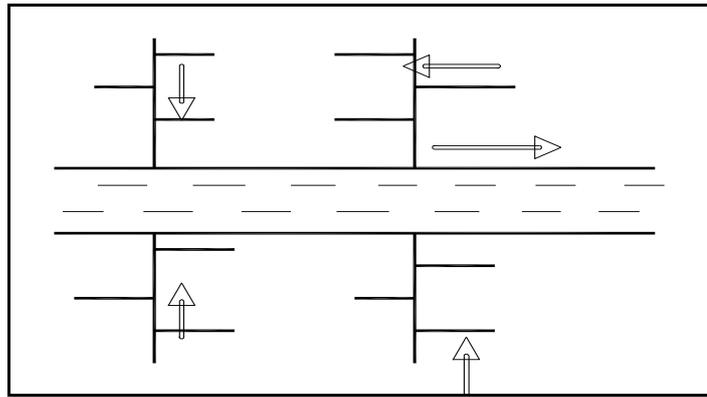


Figure IV.6 : Schéma perpendiculaire

IV.2 Schéma par déplacement latéral :

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

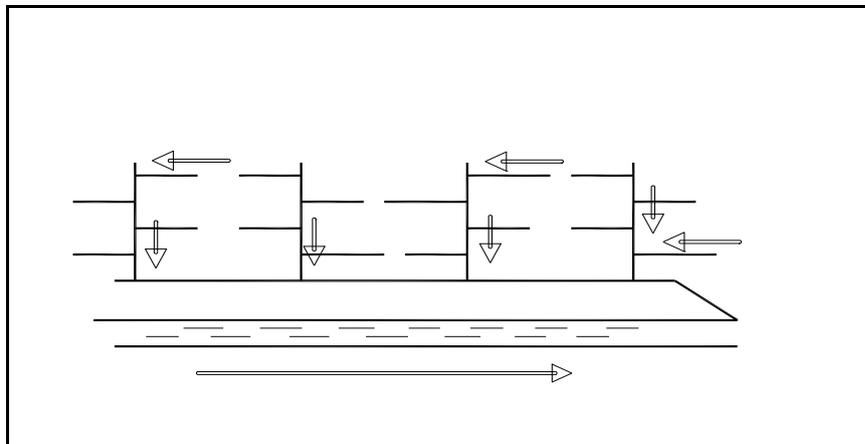


Figure IV.7 : Schéma par déplacement latéral

IV.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

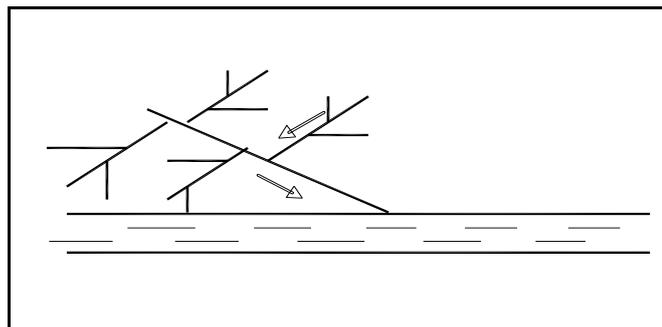


Figure IV.8 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

IV.4 Schéma à collecteur étagé :

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

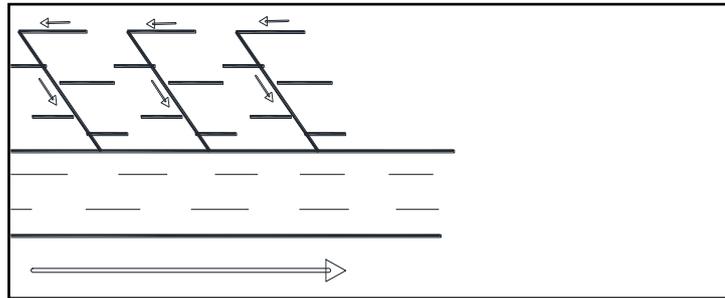


Figure IV.9 : Schéma à Collecteur Etagé

IV.5 Schéma type radial :

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

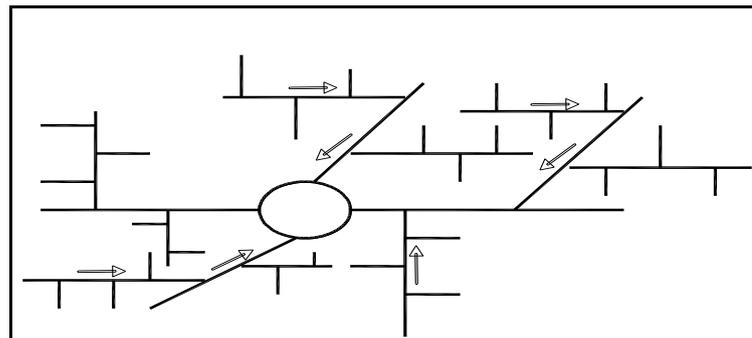


Figure IV.10 : schéma type radial

V. Choix du schéma d'évacuation

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

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

L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Remarque :

Notre choix de schéma d'évacuation est le schéma par déplacement latéral.

VI. 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.

VII. Choix de découpage des sous bassins :

Le découpage des sous bassins est fait en tenant compte des paramètres suivants :

- ✚ Topographie du terrain.
- ✚ Les routes et voiries existantes.
- ✚ Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- ✚ Limites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

VII. 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

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

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

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.

VII.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 :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad \text{IV.3}$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin (i=1...n).

VIII.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.

Tableau IV.3 : 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

VIII.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau IV.4** : 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

VIII.4 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.

Tableau IV.5 : 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 IV.3).

VIII.6 Calcule le nombre d'habitant et le coefficient de ruissellement dans chaque sous bassin :

En se basant sur une image satellitaire pris à partir Google Earth et le plan de masse de la zone d'étude pour spécifier la catégorie d'urbanisation de chaque sous bassin, on estime le coefficient de ruissellement.

**Figure IV.11** : vue aérienne de la zone d'étude

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

Sb	S (ha)	catégorie d'urbanisation	C r
1	2,2	dense	0,69
2	2,5	moins dense	0,45
3	1,3	moins dense	0,5
4	7,8	quartier résidentiels	0,3
5	5,2	dense	0,69
6	4,7	moins dense	0,5
7	1,3	quartier résidentiels	0,3
8	9,1	moins dense	0,5

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

On a la formule suivante :

$$Di = \frac{Cri * Pt}{Crpt * A} \quad \text{IV.4}$$

Avec :

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

Crpt : coefficient de ruissellement total pondéré.

Cri : coefficient de ruissellement partiel

A : surface totale (ha) ; (**A = 33 ha**).

Pt : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon **2047 = 4841 hab.**

* Le coefficient de ruissellement pondéré totale pour la zone :

(Voire formule IV.3)

Crpt

$$= \frac{2.2 * 0.69 + 2.5 * 0.45 + 1.3 * 0.5 + 7.8 * 0.3 + 5.2 * 0.69 + 4.7 * 0.5 + 1.3 * 0.3 + 9.1 * 0.5}{33}$$

→ **Crpt = 0.5**

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad \text{VI.5}$$

Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement et nombre d'habitants de chaque sous bassins sont portés dans le tableau suivant :

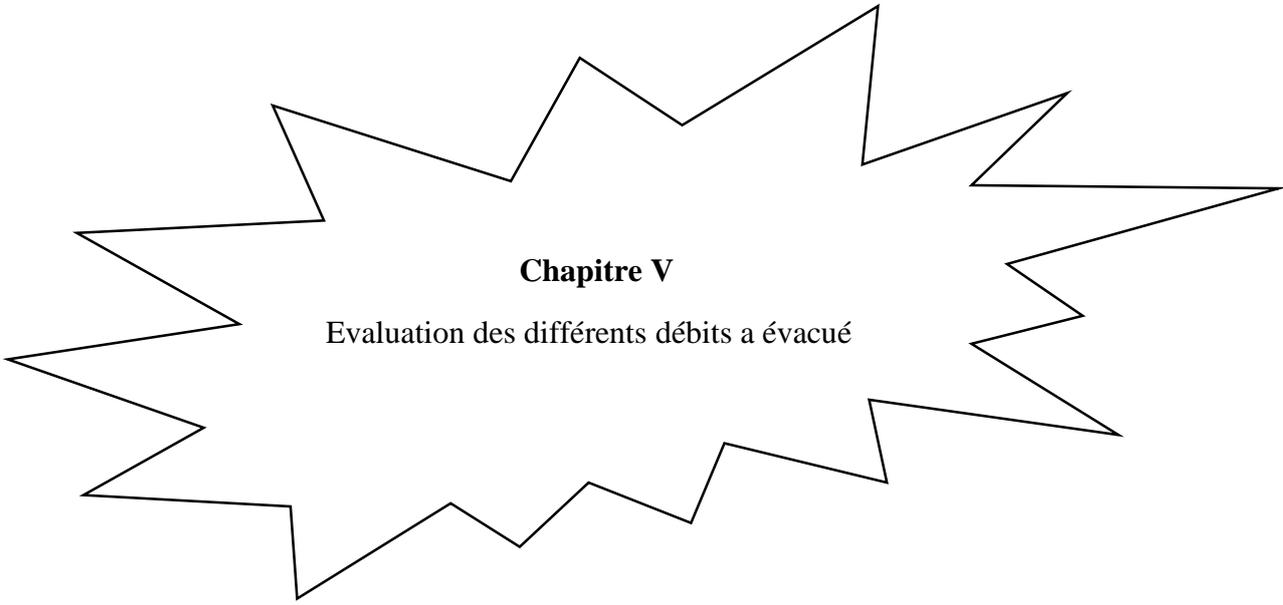
Tableau IV.7 : répartition de population dans chaque sous bassin

Sb	S (ha)	catégorie	C r	Di (hab/ha)	Pi (hab)
1	2,2	dense	0,69	202	445
2	2,5	moins dense	0,45	132	330
3	1,3	moins dense	0,5	147	191
4	7,8	quartier résidentiels	0,3	88	687
5	5,2	dense	0,69	202	1053
6	4,7	moins dense	0,5	141	663
7	1,3	quartier résidentiels	0,3	88	114
8	9,1	moins dense	0,5	147	1335
totale	33				4841

Conclusion :

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- ✚ L'horizon de calcul sera 2047. soit une population future de 4841 habitants.
- ✚ Le système d'assainissement adopté pour la zone d'étude est le système unitaire.
- ✚ Le schéma d'évacuation est bien que le schéma par déplacement latéral
- ✚ Il a été déduit 8 sous bassins à la suite du découpage de la zone.



Chapitre V

Evaluation des différents débits à évacué

Chapitre V

Evaluation des débits à évacuer

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).

I. Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car ces eaux sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...); Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

L'évaluation des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activité.

I.1 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine de ces eaux usées.

On distingue :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux usées du service public.
- Les eaux parasites.

I.1.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- ❖ Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- ❖ les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

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

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

I.1.2 les eaux industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques. . Elles peuvent causer des problèmes dans le réseau d'évacuation et dans le milieu récepteur puisqu'elles contiennent des matières nuisibles à la santé, si pour sa Elles doivent être traitées avant de les collecter dans le réseau d'assainissement.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé ;
4. Cette quantification est adoptée en l'absence de compteurs, mais il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :
 - ✓ Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
 - ✓ Elles ne doivent pas contenir de matières corrosive, solide ou toxique. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieure de l'unité industrielle.

Remarque :

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

I.1.3 Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

I.1.4 Les eaux parasites :

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

II 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 170 l/j hab (source APC meftah)

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

II.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.Kr}{1000} \quad \text{V.1}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en l/j.

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

D : Dotation journalière prise égale à 170 l/j hab. (source service hydraulique de commune Meftah)

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

II.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 :

$$Q_{pt} = K_p * Q_{moy,j} \quad \text{V.2}$$

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

$$\text{Ou :} \quad K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moy} > 2.8 \text{ l/s} \quad \text{V.3}$$

$$K_p = 3$$

$$\text{Si } Q_{\text{moy}} \leq 2.8 \text{ l/s.}$$

Avec :

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

Tableau V.1 : détermination de débits d'équipement

Localité	N° du Sous bassin	les équipements	unité de mesure	Nombre d'unités	dotation	Débits [l/j]	Débit [l/s]
El-Borg	3	Mosquée	Fidel	500	20	10000	0.116
	5	Ecole primaire	Elève	150	20	3000	0.035

Tableau V.2 : Evaluation des débits de pointe

Sous bassin	Surface (ha)	Nbre d'habitants	C_{rj} (%)	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy rej}}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy rej}}$ (l/s)	Q_{equip} (l/s)	Q_{tot} l/s	K_p	Q_p (l/s)
1	2,2	445	80	170	60,52	0,700		0.7	3	2,101
2	2,5	330	80	170	44,88	0,519		0.519	3	1,558
3	1,3	191	80	170	25,976	0,301	0,116	0.417	3	1.251
4	7,8	687	80	170	93,432	1,081		1.018	3	3,244
5	5,2	1053	80	170	143,208	1,658	0,035	1.693	3	5.079
6	4.7	687	80	170	93,432	1,081		1,081	3	3,244
7	1,3	114	80	170	15,504	0,179		0,179	3	0,538
8	9,1	1335	80	170	181,56	2,101		2,101	3	6,304

III. Évaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales de ruissellement comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage.

Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter les risques des débordements et leurs conséquences sur l'environnement. C'est pour cela que le choix des débits d'eaux pluviales est très important lors du dimensionnement du réseau, vu qu'il influe directement sur le diamètre des conduites et sur les ouvrages à prévoir.

Ces ouvrages seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 min.

Plusieurs méthodes se présentent pour l'estimation des débits pluviaux, mais les deux méthodes les plus utilisées du fait de leur simplicité sont :

- la méthode rationnelle.
- la méthode superficielle.

III.1 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, au fur et à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau.

De ce point de vue, la méthode rationnelle elle est fondée sur la proportionnalité et la linéarité de la transformation pluie-débit, exprimées par la relation suivante :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot i \cdot A \quad \text{V.4}$$

Avec :

Q : débit de pointe à l'exutoire.

C_r : coefficient de ruissellement sur le bassin versant.

i : intensité moyenne de la pluie.

A : superficie du bassin versant.

α : Coefficient correctif 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.

III.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est fondée par quatre (04) hypothèses :

- ❖ L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- ❖ Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.
- ❖ 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 est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

III.1.2 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.

III.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée, elle est donnée par la formule suivante :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad \text{V.5}$$

Où :

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

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

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

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

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

Avec :

I : La pente du terrain (%) ;

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

Trois (03) cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$;
- 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 :

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad \text{V.8}$$

Où :

L : Longueur du plus grand parcourt de l'eau (km).

III.1.4 Coefficient réducteur d'intensité

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient réducteur « α » 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 :

$$\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{\frac{D}{2}} \quad \text{V.9}$$

Pour des bassins ramassés (carré ou cercle) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{D} \quad \text{V.10}$$

Avec

D : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Précisons qu'en ce qui concerne son application aux calculs de la méthode rationnelle « D » est la distance du milieu d'une zone « A_i » à l'épicentre de l'orage, et il est pratiquement difficile de différencier les formes, par conséquent nous préconisons d'adopter une formule moyenne unique :

$$\alpha = 1 - 0.0046 \sqrt{D} \quad \text{V.11}$$

Remarque :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie. Vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient réducteur « α » s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

III.1.5 Les anomalies de la méthode rationnelle

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissèlement entre ces diverses zones et l'exutoire.

On suppose généralement que le coefficient de ruissèlement « C_r » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissèlement sur le bassin.

Cette méthode sous-estime les débits de pointes observés, probablement parce qu'on sous-estime le coefficient de ruissèlement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sans végétation.

III.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, elle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q_p = K^{\frac{1}{\mu}} C^{\frac{1}{\mu}} I^{\frac{v}{\mu}} A^{\frac{\omega}{\mu}} \quad \text{V.12}$$

Où : Q_p : débit pluvial de pointe, en (m³/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface du sous bassin considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{a \mu^b}{6 (\beta + \delta)} \quad \text{V.13}$$

$$\mu = 1 - b f \quad \text{V.14}$$

$$v = c b \quad \text{V.15}$$

$$\omega = 1 - \varepsilon - b d \quad \text{V.16}$$

Avec :

a et b : sont des paramètres en fonction de la période de retour selon les courbes IDF, ils sont donnés par la relation suivante :

$$I(t) = a t^b \quad \text{V.17}$$

Où : $I(t)$: intensité de pluie de durée t et de période retour de 10 ans.

ε : abattement spatial en fonction du temps de concentration sur le bassin versant ;

$$\varepsilon = 0.05 \quad \text{pour : } A < 100\text{ha} ;$$

$\varepsilon = 0.03$ plus adopté.

$(\beta+\delta) = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin ;

On suppose un bassin en carré qui à la même surface A, donc :

$C = -0.41, d = 0.507, f = -0.287.$

Remarque : Q_p donné par l'expression précédente correspond à une valeur brute, ceci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{p \text{ corrigé}} = m Q_{p \text{ brute}} \quad \mathbf{V.18}$$

Avec :

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

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{0.84b} \frac{1}{1+0.287b} \quad \mathbf{V.19}$$

Où : M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$ **V.20**

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

A : surface du bassin considéré en (m²).

III.2.1 Validité de la méthode superficielle

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha ;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;
- Le coefficient d'allongement « M » doit être compris entre $0.8 < M < 2$;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

III.2.2 Définition des variables de la formule de Caquot

III.2.2.1 Pente moyenne

Cette hypothèse étant passée, pour un bassin versant urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » constitué des tronçons successifs « L_j » et de pente sensiblement constante « I_j », l'expression de la pente moyenne exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement explicite sous la forme :

$$I_{eq} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n L_j}{\sum_{j=1}^n \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2 \quad \text{V.21}$$

III.2.2.2 Groupement 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.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fourni les règles d'assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

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

Paramètres équivalents	S _{éq}	C _{éq}	I _{éq}	M _{éq}
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum S_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i S_i}{\sum S_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_c \max)}{\sqrt{\sum S_i}}$

III.3 Choix de la méthode :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas de figure.

On appliquant la méthode rationnelle :

Tableau V.4 : évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Cr	α	i (l/s/ha)	Q (l/s)	Q (m ³ /s)
1	2,2	0,69	1	150	227,7	0,228
2	2,5	0,45	1	150	168,75	0,169
3	1,3	0,5	1	150	97,5	0,098
4	7,8	0,3	1	150	351	0,351
5	5,2	0,69	1	150	538,2	0,538

6	4,7	0,5	1	150	351	0,351
7	1,3	0,3	1	150	58,5	0,059
8	9,1	0,5	1	150	682,5	0,683

IV. Calcule des débits totales pour chaque sous bassin :

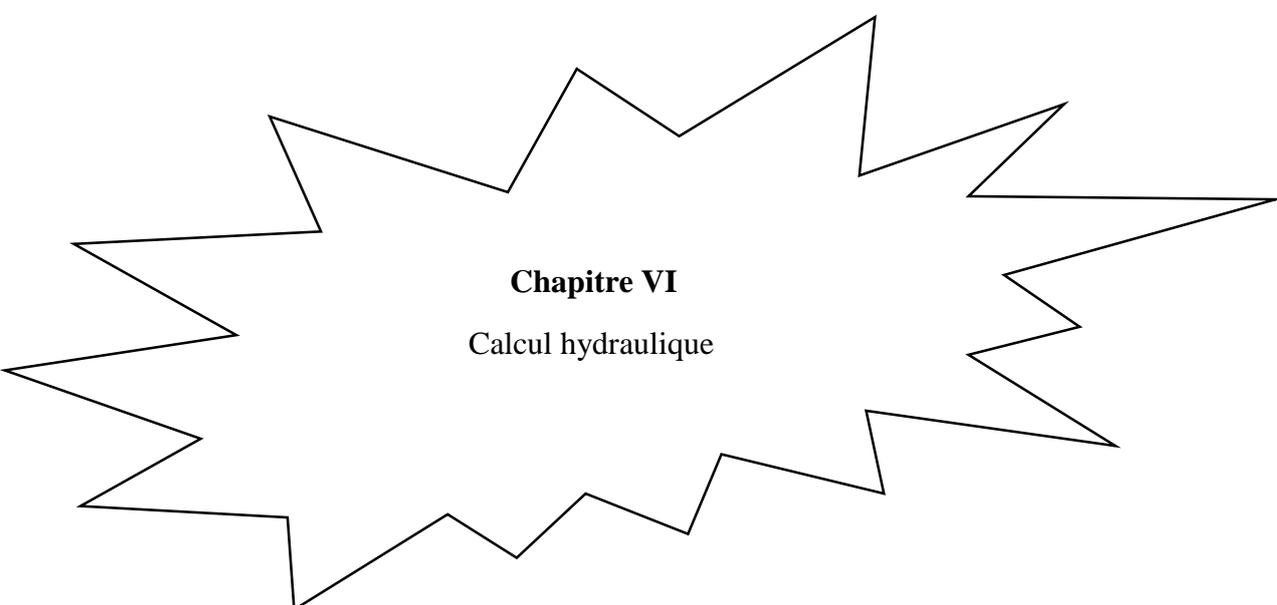
Tableau V.5 : débits totaux pour chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Q _i pluviale l/s	Q _{pi} tot (l/s)	Q _i totale l/s	Q _i totale m ³ /s	Q totale m ³ /s
1	2,2	227,7	2,101	266,101	0,230	2.5
2	2,5	168,75	1,558	301,558	0,170	
3	1,3	97,5	1.251	158,269	0,099	
4	7,8	351	3,244	939,244	0,354	
5	5,2	538,2	5.079	629,079	0,543	
6	4,7	351	3,244	435,244	0,354	
7	1,3	58,5	0,538	156,538	0,059	
8	9,1	682,5	6,304	1098,304	0,689	

Conclusion :

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

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction 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 VI
Calcul hydraulique

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

I. Conditions d'implantation des réseaux

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

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

II. 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.

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto-curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable facilement décantable, il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- Une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.

- 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.

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, donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s.

III. Mode de calcul

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, 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.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m)
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

Le dimensionnement des collecteurs se fait à la base des abaques de BAZIN.

Le procédé de calcul est le suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (annexe 1 et 2) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$\text{➤ rapport des débits } R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \quad \text{VI.1}$$

$$\triangleright \text{ rapport des vitesses } R_v = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{VI.2}$$

$$\triangleright \text{ rapport des hauteurs } R_h = \frac{h}{D} \quad \text{VI.3}$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).

D : diamètre normalisé de la conduite en (mm).

Q_{ps} : Débit de pleine section en (m³/s)

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

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

$$Q = V.S \quad \text{VI.4}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad \text{VI.5}$$

Où :

✚ **K_s** : représente le Coefficient de Manning, il dépend de la nature des parois (Pour notre réseau d'assainissement, on prend $K_s = 75$ pour les conduite en B-A et $K_s = 90$ pour les conduite en PVC)

✚ **I** : Pente en (m/m).

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad \text{VI.6}$$

D'où le diamètre pour les canalisations circulaires est calculé par la formule :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.282 Q}{K_s \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}} \quad \text{VI.7}$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times (D)^2}{4} \quad \text{VI.8}$$

Tableau VI.1 : vérification de la capacité d'évacuation des collecteurs principaux

Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de retour P = 10 ans						collecteur A				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.										
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente m/m	N° Sb	Q m3/s	D _{cal} mm	D _{nor} mm	D _{exist} mm	Q _{ps} m3/s	V _{ps} m/s	R _q	R _h	R _v	V	H
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval												(m/s)	m
R44-R45	50,65	61,84	60,93	3	3,1	58,84	57,83	0,0199	5	0,543	541	600	800	1,59	3,16	0,34	0,39	0,9	2,86	0,31
R45-R46	43,1	60,93	59,77	3,1	2,6	57,83	57,17	0,0153		0,543	567	600	800	1,39	2,77	0,39	0,94	0,96	2,6	0,34
R46-R47	86,35	59,77	58,18	2,6	2	57,17	56,18	0,0115		0,543	598	600	800	1,21	2,41	0,45	0,46	0,97	2,34	0,37
R47-R48	9	58,18	58,05	2	2,5	56,18	55,55	0,0700		0,543	430	500	800	2,98	5,93	0,18	0,27	0,72	4,29	0,21
R48-R49	80,85	58,05	57,52	2,5	2,5	55,55	55,02	0,0066		0,543	661	800	800	0,92	1,82	0,59	0,54	1,04	1,89	0,43
R49-R50	175,6	57,52	55,63	2,5	2,5	55,02	53,13	0,0108		0,543	604	800	800	1,17	2,33	0,46	0,47	0,98	2,28	0,37
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans						collecteur B				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.										
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H

	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval	m/m		m3/s	mm	mm	mm	m3/s	m/s				(m/s)	m
R50-R51	18,5	55,63	54,69	2,5	2,7	53,13	51,99	0,0616	5+6	0,897	529	600	800	2,78	5,57	0,32	0,36	0,88	4,92	0,3
R51-R52	35,75	54,69	54,33	2,7	3	51,99	51,33	0,0185		0,897	658	800	800	1,53	3,05	0,59	0,54	1,04	3,16	0,43
R52-R70	67	54,33	53,5	3	3,7	51,33	49,8	0,0228		0,897	633	800	800	1,7	3,39	0,53	0,5	1,01	3,44	0,4
R70-R69	53,3	53,5	52,53	3,7	3,4	49,8	49,13	0,0126		0,897	705	800	800	1,27	2,51	0,71	0,61	1,08	2,71	0,49
R69-R71	41	52,53	52,41	3,4	3,41	49,13	49	0,0032		0,897	905	1000	800	0,64	1,27	0,71	0,61			
R71-R72	90	52,41	51,39	3,41	3,6	49	47,79	0,0134		0,897	698	800	800	1,3	2,60	0,69	0,6	1,07	2,78	0,5
R72-R73	4,2	51,39	51,35	3,6	3,85	47,79	47,5	0,0690		0,897	518	600	800	2,96	5,89	0,3	0,36	0,87	5,1	0,29
R73-B	65,4	51,35	50,98	3,85	3,2	47,5	47,48	0,0036		0,897	1392	1500	800	0,2	0,39	0,3	0,6			
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans						collecteur C				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.										
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pen	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval	m/m		m3/s	mm	mm	mm	m3/s	m/s				(m/s)	m
R1-R2	16,75	57,72	57,29	1,6	1,5	56,12	55,79	0,0197		0,170	332	400	400	0,25	2,16	0,69	0,6	1,01	2,32	0,23
R2-R3	20,58	57,29	57,05	1,5	1,73	55,79	55,32	0,0228		0,170	323	400	400	0,26	2,33	0,64	0,57	1,05	2,45	0,22

R3-R4	27,75	57,05	56,63	1,73	1,97	55,32	54,66	0,0238	2	0,170	312	400	400	0,27	2,38	0,63	0,56	1,05	2,2	0,21
R4-R5	24	56,63	56,63	1,97	2,5	54,66	53,13	0,0082		0,170	390	400	400	0,18	1,45	0,93	0,75	1,13	1,64	0,3
R5-R7	103,8	56,63	55,45	1,5	1,45	55,13	54	0,0109		0,170	395	400	400	0,17	1,39	0,97	0,78	1,34	1,58	0,31
R7-R8	89,26	55,45	54,38	1,45	1,75	54	52,63	0,0153		0,170	372	400	400	0,21	1,64	0,82	0,68	1,11	1,83	0,27
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans									collecteur D				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.							
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pen	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	Q _{ps}	V _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval	m/m		m ³ /s	mm	mm	mm	m/s	m ³ /s				(m/s)	m
Rth4-R53	39,4	56,3	55,84	2,2	2,1	54,1	53,74	0,0091	3	0,1	337	400	400	0,16	1,27	0,63	0,56	1,05	1,33	0,23
R53-R8	69,95	55,84	54,38	2,1	1,85	53,74	52,53	0,0173		0,1	306	400	400	0,22	0,75	0,45	0,46	0,97	1,71	0,18
R8-R9	69,95	54,38	53,52	1,85	1,7	52,53	51,82	0,0102	2+3	0,27	474	500	400	0,17	1,35	0,45	0,46			
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans									collecteur E				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.							
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pen	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	V _{ps}	Q _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H

	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval	m/m		m ³ /s	mm	mm	mm	m/s	m ³ /s				(m/s)	m
R9-R10	109,28	53,52	52,42	1,7	1,6	51,82	50,82	0,0092	1+2+3	0,5	605	800	400	0,16	1,27	0,45	0,46			
R10-R11	47,19	52,42	51,91	1,6	1,25	50,82	50,66	0,0034		0,5	724	800	400	0,1	0,78	0,45	0,46			
R11-R12	46,75	51,91	51,61	1,25	1,1	50,66	50,51	0,0032		0,5	732	800	400	0,1	0,75	0,45	0,46			
R12-R17	41,1	51,61	51,68	1,1	1,5	50,51	50,18	0,0080		0,5	619	800	400	0,15	1,19	0,45	0,46			
R17-R25	38,75	51,68	52,01	1,5	2,1	50,18	49,91	0,0070		0,5	635	800	400	0,14	1,12	0,45	0,46			
R25-R26	36,4	52,01	51,95	1,25	2,3	50,76	49,65	0,0305		0,5	486	500	400	0,29	2,32	0,45	0,46			
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans						collecteur F				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.										
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pen	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	V _{ps}	Q _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval	m/m		m ³ /s	mm	mm	mm	m/s	m ³ /s				(m/s)	m
R26-R42	35,75	51,95	52,07	2,3	2,8	49,65	49,27	0,0106	2+3+1 +7	0,56	613	800	400	0,17	1,37	0,45	0,46			
R42-R61	37	52,07	51,99	2,8	2,7	49,27	48,29	0,0054		0,56	693	800	400	0,12	0,98	0,45	0,46			
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans						collecteur G				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.										

tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	V _{ps}	Q _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval													
R61-R62	59,5	51,99	52,23	2,7	3,2	49,29	49,03	0,0044	2+3+1 +7+4	0,914	860	1000	400	0,11	0,88	0,66	0,58			
R62-R63	208	52,23	51,71	3,2	3,5	49,03	48,21	0,0039		0,914	879	1000	400	0,1	0,83	0,66	0,58			
R63-Rth2	71	51,71	51,76	3,5	3,9	48,21	47,86	0,0049		0,914	843	1000	400	0,12	0,93	0,66	0,58			
Rth-B	45,6	51,76	50,98	3,8	3,2	47,96	47,78	0,0003		0,914	766	800	400	0,15	1,21	0,66	0,58			
<p>Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans</p>									<p>collecteur H</p>									<p>Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.</p>		
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	V _{ps}	Q _{ps}	R _q	R _h	R _v	V	H
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval													
B-R64	41,7	51,76	50,46	3,2	3,1	47,86	47,36	0,029	2+3+1 +7+4+ 5+6+8	2,5	1183	1200	800	0,85	1,69	0,66	0,58			
R64-Rth	32,5	50,46	50,16	3,1	2,9	47,36	47,26	0,0031		2,5	1322	1350	800	0,63	1,25	0,94	0,76			
Rth-R65	138,5	50,16	48,49	2,9	2,4	47,26	46,09	0,0084		2,5	1103	1200	800	1,03	2,06	0,94	0,76			
R65-R66	44,5	48,49	48,06	2,4	2,3	46,09	45,76	0,0074		2,5	1129	1200	800	0,97	1,93	0,94	0,76			

R66-Rth	106,15	48,06	47,04	2,3	2,4	45,76	44,64	0,0106		2,5	1057	1200	800	1,16	2,3	0,94	0,76				
Vérification de la capacité d'évacuation du réseau existant pour une période de routeur P = 10 ans						collecteur I				Remarque : les cases vides sont des valeurs dépassées (Hors normes) correspondent aux collecteurs incapable d'évacuer le débit nécessaire.											
tronçon	longueur	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pen	N° Sb	Q	D _{cal}	D _{nor}	D _{exist}	V _{ps}	Q _{ps}	R _q	R _v	R _h	V	H	
	(m)	amont	aval	amont	aval	amont	aval	m/m		m ³ /s	mm	mm	mm	m/s	m ³ /s				(m/s)	m	
Rth-R67	24	47,04	47,04	2,4	2,9	44,64	44,14	0,0208	2+3+1 +7+4 + 5+6+8	2,5	935	1000	800	1,63	3,23	0,94	0,76				
R67-R68	57,5	47,04	47,27	2,9	2	44,14	45,27	0,0197		2,5			800								
R68-Rth	22,15	47,27	47,11	2	2,2	45,27	44,91	0,0163		2,5	978	1000	800	1,45	2,86	0,94	0,76				
Rth-Rreje	485	47,11	43,21	2,2	1,5	44,91	41,71	0,0066		2,5	1078	1200	800	1,1	2,19	0,94	0,76				

Remarque :

Après avoir vérifié la capacité d'évacuation du réseau existant et le diagnostic physique du réseau (voir tableau III.2), on a constaté que :

Tableau VI.2 : diagnostic hydraulique des collecteurs

collecteurs	états physique	états hydraulique	recommandation
collecteur A	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Capacité d'évacuation vérifiée ❖ Vitesse d'auto curage vérifié 	maintenir le collecteur
collecteur B	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation à partir de tronçon R71-R72 ❖ Grand vitesse au niveau du tronçon R72-R73 (>5 m/s) 	redimensionnement de collecteur a partir de regard R69 jusqu'à regard B
collecteur C	bon états	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Capacité d'évacuation vérifiée ❖ Vitesse d'auto curage vérifié 	maintenir le collecteur
collecteur D	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation dans le tronçon R8-R9 	redimensionnement le tronçon
collecteur E	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation ❖ Faible pente 	redimensionnement de collecteur en changeant les pentes et les regards
collecteur F	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation 	redimensionnement de collecteur en gardent les même pentes et les regards
collecteur G	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation 	redimensionnement de collecteur en gardent les même pentes et les regards
collecteur H	états moyen	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation ❖ Faible pente 	redimensionnement de collecteur en changeant les pentes et les regards
collecteur I	bon états	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Dépassement de la capacité d'évacuation ❖ Contre pente 	redimensionnement de collecteur en changeant les pentes et les regards

IV. 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 (annexe N2)

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

Tableau VI.3 : Nouveau dimensions de réseau

tronçon	longueur (m)	cote du terrain naturel (m)		Profondeur (m)		cote du radier (m)		pente m/m	Q m ³ /s	D _{cal} mm	D _{nor} mm	Q _{ps} m ³ /s	V _{ps} m/s	R _q	R _h	R _v	V (m/s)	H m	matériaux
		amont	aval	amont	aval	amont	aval												
Collecteur A																			
R44-R45	50,65	61,84	60,93	3	3,1	58,84	57,83	0,0199	0,543	541	800	1,59	3,16	0,34	0,39	0,9	2,86	0,31	B-A
R45-R46	43,1	60,93	59,77	3,1	2,6	57,83	57,17	0,0153	0,543	567	800	1,39	2,77	0,39	0,94	0,96	2,6	0,34	B-A
R46-R47	86,35	59,77	58,18	2,6	2	57,17	56,18	0,0115	0,543	598	800	1,21	2,41	0,45	0,46	0,97	2,34	0,37	B-A
R47-R48	9	58,18	58,05	2	2,5	56,18	55,55	0,0700	0,543	430	800	2,98	5,93	0,18	0,27	0,72	4,29	0,21	B-A
R48-R49	80,85	58,05	57,52	2,5	2,5	55,55	55,02	0,0066	0,543	661	800	0,92	1,82	0,59	0,54	1,04	1,89	0,43	B-A
R49-R50	175,6	57,52	55,63	2,5	2,5	55,02	53,13	0,0108	0,543	604	800	1,17	2,33	0,46	0,47	0,98	2,28	0,37	B-A
Collecteur B																			
R50-R51	18,5	55,63	54,69	2,5	2,7	53,13	51,99	0,0616	0,897	529	800	2,78	5,57	0,32	0,36	0,88	4,92	0,3	B-A
R51-R52	35,75	54,69	54,33	2,7	3	51,99	51,33	0,0185	0,897	658	800	1,53	3,05	0,59	0,54	1,04	3,16	0,43	B-A
R52-R70	67	54,33	53,5	3	3,7	51,33	49,80	0,0228	0,897	633	800	1,7	3,39	0,53	0,5	1,01	3,44	0,4	B-A
R70-R69	53,3	53,5	52,53	3,7	3,4	49,80	49,13	0,0126	0,897	705	800	1,27	2,51	0,71	0,61	1,08	2,71	0,49	B-A
R69-R71	41	52,53	52,41	3,4	3,6	49,13	48,80	0,0080	0,897	766	800	1,01	2,01	0,89	0,72	1,13	2,26	0,58	B-A
R71-R72	90	52,41	51,39	3,6	3,3	48,80	48,08	0,0080	0,897	766	800	1,01	2,01	0,89	0,72	1,13	2,26	0,58	B-A
R72-B	40,72	51,39	50,98	3,3	3,5	48,08	47,48	0,0080	0,897	766	800	1,01	2,01	0,89	0,72	1,13	2,26	0,58	B-A
Collecteur C																			
R1-R2	16,75	57,72	57,29	1,6	1,5	56,12	55,79	0,0197	0,17	332	400	0,25	2,16	0,69	0,6	1,07	2,31	0,29	PVC
R2-R3	20,58	57,29	57,05	1,5	1,73	55,79	55,32	0,0228	0,17	323	400	0,26	2,33	0,64	0,57	1,05	2,45	0,22	PVC
R3-R4	27,75	57,05	56,63	1,73	1,97	55,32	54,66	0,0238	0,17	312	400	0,27	2,38	0,63	0,56	1,05	2,5	0,21	PVC
R4-R5	24	56,63	56,63	1,97	1,5	54,66	55,13	0,0082	0,17	360	400	0,16	1,45	0,93	0,75	1,13	1,64	0,3	PVC
R5-R7	103,8	56,63	55,45	1,5	1,45	55,13	54,00	0,0109	0,17	395	400	0,17	1,39	0,97	0,78	1,34	1,58	0,31	B-A
R7-R8	89,26	55,45	54,38	1,45	1,75	54,00	52,63	0,0153	0,17	372	400	0,21	1,64	0,82	0,68	1,11	1,83	0,27	B-A

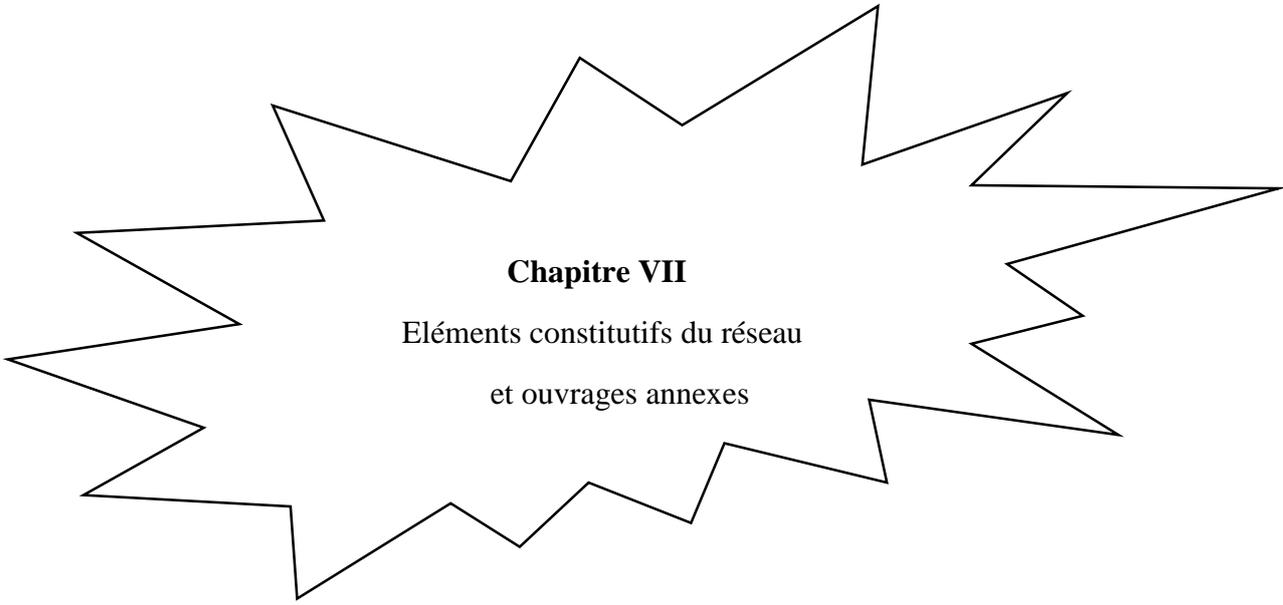
Collecteur D																			
Rth4-R53	39,4	56,3	55,84	2,2	2,1	54,10	53,74	0,0091	0,1	337	400	0,16	1,27	0,63	0,56	1,05	1,33	0,23	B-A
R53-R8	69,95	55,84	54,38	2,1	1,85	53,74	52,53	0,0173	0,1	306	400	0,22	0,75	0,45	0,46	0,97	1,71	0,18	B-A
R8-R9	69,95	54,38	53,52	1,85	1,7	52,53	51,82	0,0102	0,27	452	500	0,34	1,85	0,8	0,67	1,11	2,05	0,32	PVC
Collecteur E																			
R9-RL	63,17	53,52	52,8	1,7	1,4	51,82	51,40	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
RL- R10	64,11	52,8	52,42	1,4	1,5	51,40	50,97	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
R10-R11	47,19	52,42	51,91	1,5	1,3	50,97	50,65	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
R11-R12	46,75	51,91	51,61	1,3	1,3	50,65	50,34	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
R12-R17	41,1	51,61	51,68	1,3	1,6	50,34	50,06	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
R17-R25	38,75	51,68	52,01	1,6	2,2	50,06	49,80	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
R25-R26	36,4	52,01	51,95	2,2	2,4	49,80	49,56	0,0067	0,5	580	630	0,55	1,78	0,99	0,8	1,14	2,02	0,48	PVC
R26-R42	35,75	51,95	52,07	2,4	2,7	49,56	49,42	0,0039	0,5	736	800	0,7	1,4	0,7	0,61	1,08	1,51	0,49	BA
R42-R61	37	52,07	51,99	2,7	2,7	49,42	49,28	0,0039	0,5	736	800	0,7	1,4	0,7	0,61	1,08	1,51	0,49	BA
Collecteur F																			
R61-R62	59,5	51,99	52,23	2,7	3,2	49,20	49,04	0,0039	0,56	736	800	0,7	1,4	0,8	0,66	1,11	1,55	0,53	BA
R62-R J	72,6	52,23	52,32	3,2	3,6	49,04	48,76	0,0039	0,56	736	800	0,7	1,4	0,8	0,66	1,11	1,55	0,53	BA
R J - R K	52,1	52,32	52,09	3,6	3,5	48,76	48,56	0,0039	0,56	736	800	0,7	1,4	0,8	0,66	1,11	1,55	0,53	BA
RK - RT	34,24	52,09	51,78	3,5	3,4	48,56	48,42	0,0039	0,56	736	800	0,7	1,4	0,8	0,66	1,11	1,55	0,53	BA
Collecteur S																			
RO- RP	68,59	53,94	53,73	2,0	2,6	51,94	51,12	0,0120	0,354	475	500	0,37	2,01	0,97	0,78	1,13	2,28	0,38	PVC
RP-RX	38,04	53,73	53,64	2,6	3,0	51,12	50,66	0,0120	0,354	475	500	0,37	2,01	0,97	0,78	1,13	2,28	0,38	PVC
RX-RQ	59,67	53,64	53,54	3,0	3,6	50,66	49,94	0,0120	0,354	475	500	0,37	2,01	0,97	0,78	1,13	2,28	0,38	PVC
RQ-RS	57,52	53,54	52,64	3,6	3,4	49,94	49,25	0,0120	0,354	475	500	0,37	2,01	0,97	0,78	1,13	2,28	0,38	PVC
RS-RT	65,16	52,64	51,87	3,4	3,4	49,25	48,47	0,0120	0,354	475	500	0,37	2,01	0,97	0,78	1,13	2,28	0,38	PVC

Collecteur G																			
R T-R63	46,36	51,78	51,71	3,4	3,5	48,42	48,21	0,0046	0,914	879	1000	1,3	1,66	0,7	0,61	1,08	1,78	0,61	B-A
R63-Rth2	71	51,71	51,76	3,5	3,9	48,21	47,86	0,0049	0,914	843	1000	1,46	1,86	0,63	0,56	1,05	1,94	0,56	B-A
Rth2-B	45,6	51,76	50,98	3,9	3,5	47,86	47,48	0,0083	0,914	766	1000	1,9	2,41	0,48	0,47	0,99	2,39	0,48	B-A
Collecteur H																			
B-R64	41,7	50,98	50,46	3,5	3,3	47,48	47,15	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
R64-Rth3	32,5	50,46	50,16	3,3	3,3	47,15	46,89	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
Rth3-R A	68,4	50,16	49,32	3,3	3,0	46,86	46,31	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
RA-R65	69,8	50,16	48,49	3,0	1,9	46,70	46,59	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
R65-R66	44,5	48,49	48,06	1,9	1,8	46,59	46,24	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
R66-R C	75,5	48,06	47,88	1,8	2,2	46,24	45,63	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
RC - Rth1	47,9	47,88	47,04	2,2	1,8	45,63	45,25	0,0080	2,5	1113	1200	3,07	2,72	0,81	0,67	1,1	3,01	0,81	B-A
Collecteur I																			
Rth1-RD	65,9	47,04	47,33	1,8	2,5	45,24	44,84	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
RD-Rth6	47,1	47,33	47,11	2,5	2,5	44,84	44,56	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
Rth6-RE	64	47,11	46,89	2,5	2,7	44,56	44,18	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
RE-RF	72,7	46,89	46,55	2,7	2,8	44,18	43,74	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
RF-RG	82,4	46,55	46,2	2,8	3,0	43,74	43,25	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
RG -RH	99,1	46,2	45,35	3,0	2,7	43,25	42,65	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
RH-RI	91,5	45,35	44,65	2,7	2,5	42,65	42,10	0,0060	2,5	1172	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A
RI-DO	54,85	44,65	43,56	2,5	2,0	42,10	41,58	0,0095	2,5	1078	1200	2,66	2,35	0,94	0,76	1,13	2,66	0,91	B-A

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir la capacité D'évacuation du réseau existant, et les recommandations pour l'horizon de calcul 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 usées 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 400 et 1200 mm



Chapitre VII

Eléments constitutifs du réseau

et ouvrages annexes

Chapitre VII

Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Introduction

Les ouvrages utilisés au niveau d'un réseau d'assainissement devront assurer une évacuation correcte, rapide et sans stagnation des eaux pluviales, on distingue :

- ✚ Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration ou les bassins de stockage.
- ✚ Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau.

I. Les ouvrages principaux

Ils correspondent au développement de l'ensemble de réseau jusqu'à l'entrée des effluents au point de rejet. Ces ouvrages sont généralement :

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

I.1 Canalisation :

Selon leurs formes et la matière qui les constitue, on distingue :

I.1.1 Canalisations à section circulaire

➤ Conduites en chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié :

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place Prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics. (Le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène).

Elles présentent les caractéristiques suivantes

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.

- Résistance à la corrosion chimique.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.

➤ **Conduites en béton armé :**

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.

➤ **Conduites 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 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

➤ **Conduite en fonte :**

Les tuyaux en fonte sont rarement utilisés en assainissement, sauf dans le cas où on traverse des terrains hydrominéraux, dans le cas de refoulement et dans le cas des siphons qui traversée les oueds.

I.1.2 Canalisations à section ovoïde

Ce sont des conduites de forme parabolique évasée, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quel que soit le débit. Il existe une quantité très importante de formes d'égout ovoïdes.

Un autre intérêt de cette forme de conduite est de permettre un accès relativement facile au réseau. Certaines conduites présentent des cunettes uniquement (sorte de canaux à petite section), d'autres de section plus importante possèdent des cunettes et banquettes.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 600mm de diamètre (problème d'auto curage)

Les différentes formes de l'ovoïde sont représentées à la Figure VII.1, leurs dimensions principales étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) :

- Type exceptionnellement visitables 100×62.5 et 130 ×80 ;
- Type semi-visitable 150×90 ;

- Type visitables 180×108 et 200×120.

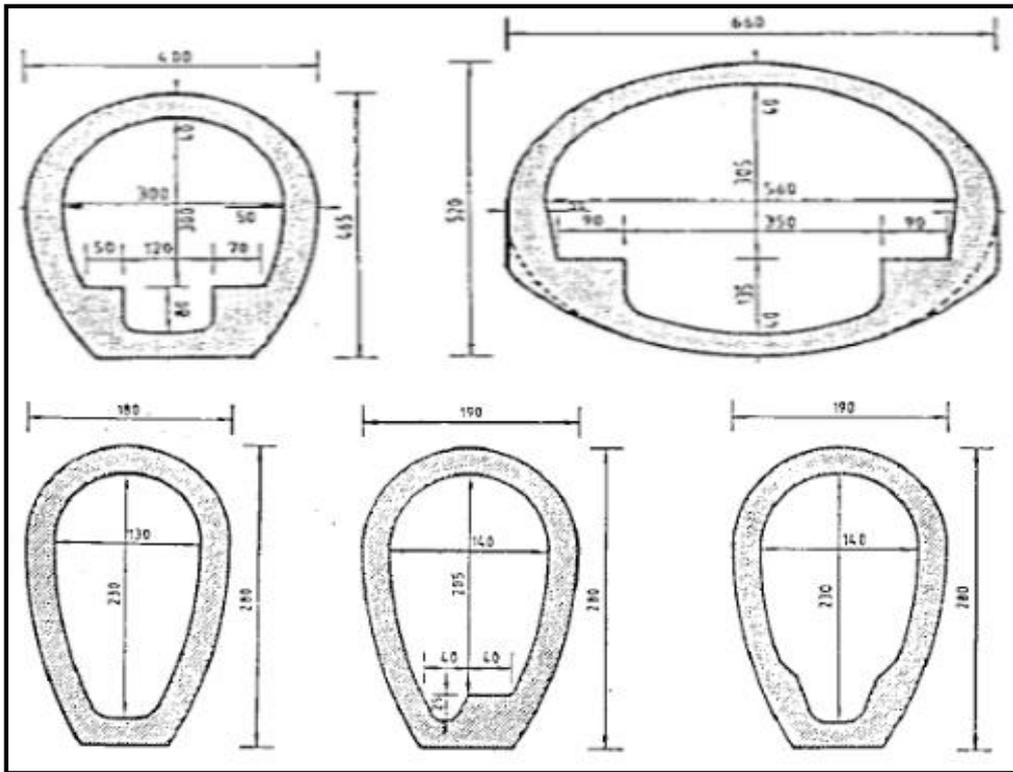


Figure VII.1 différentes formes des canalisations ovoïdes

I.2 Les joints et assemblage des conduites :

I.2.1 Joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il 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 de joints à utiliser :

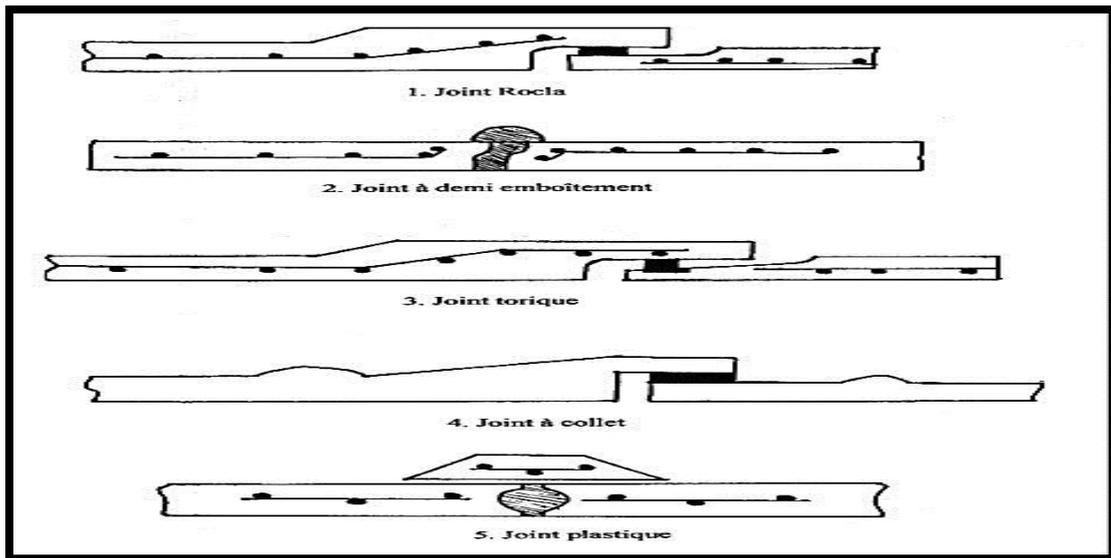


Figure VII.2 : Divers joints sur tuyau en béton.

➤ **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 (Figure VII.2).

➤ **Joint à Collet**

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols, à pente faible (figure VII.2).

➤ **Joint torique**

S'adapte bien pour les terrains à faible pente, bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée. Il est utilisé pour les diamètres allant de 700 à 900mm (Figure VII.2).

➤ **Joint à demi-emboîtement**

Ne s'adapte pas pour les terrains à forte pente, il ne résiste pas aux pressions supérieures à 1bar. La longueur utile est 1m, (Figure VII.2).

➤ **Joint plastique**

L'étanchéité est assurée par matière bitumineuse. Il résiste aux sols faibles même si la conduite est en charge (Figure VII.2).

➤ **Joint mécanique**

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression. Ce type de joint est destiné au raccordement des conduites en fonte ductile.

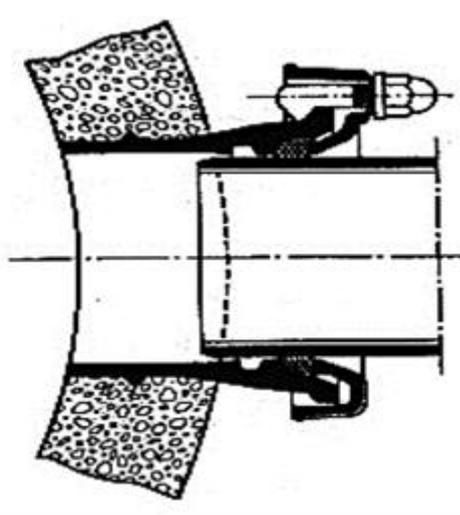


Figure VII.2 : Joint mécanique

➤ **Joints des matières plastiques**

Les tubes en PVC rigide pour l'assainissement sont assemblés par bague des étanchéités, la Figure VI.4 donne le schéma du principe de ces joints

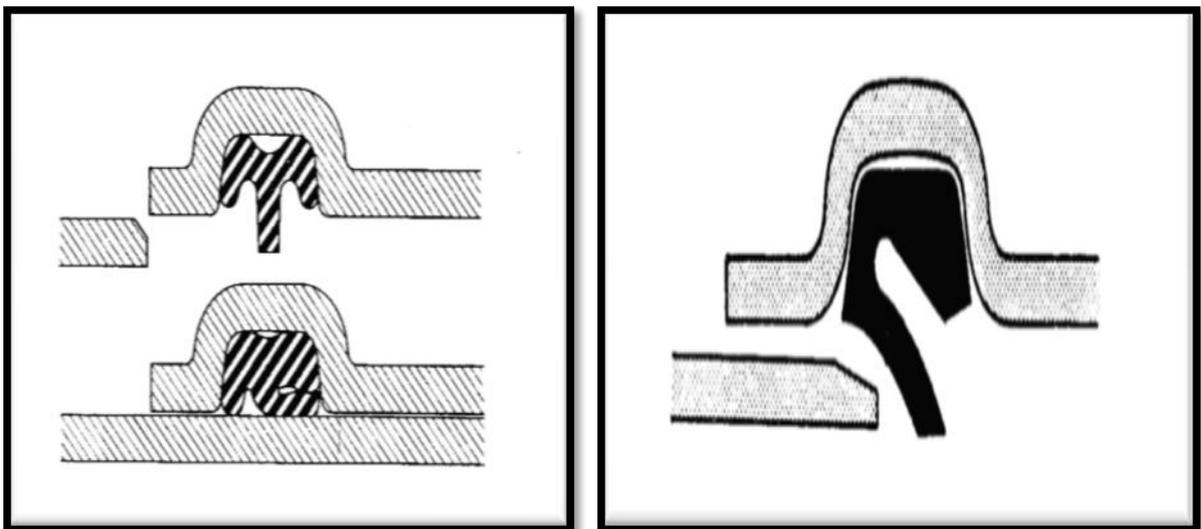


Figure VII.3 Joint des matières plastiques.

I.2.2 Assemblage des conduites en PVC

I.2.2.1 Assemblage par collage à froid

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- dépolir les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout male et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
- bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
- appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.
- emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracé) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
- reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas, enlever la terre souillée).

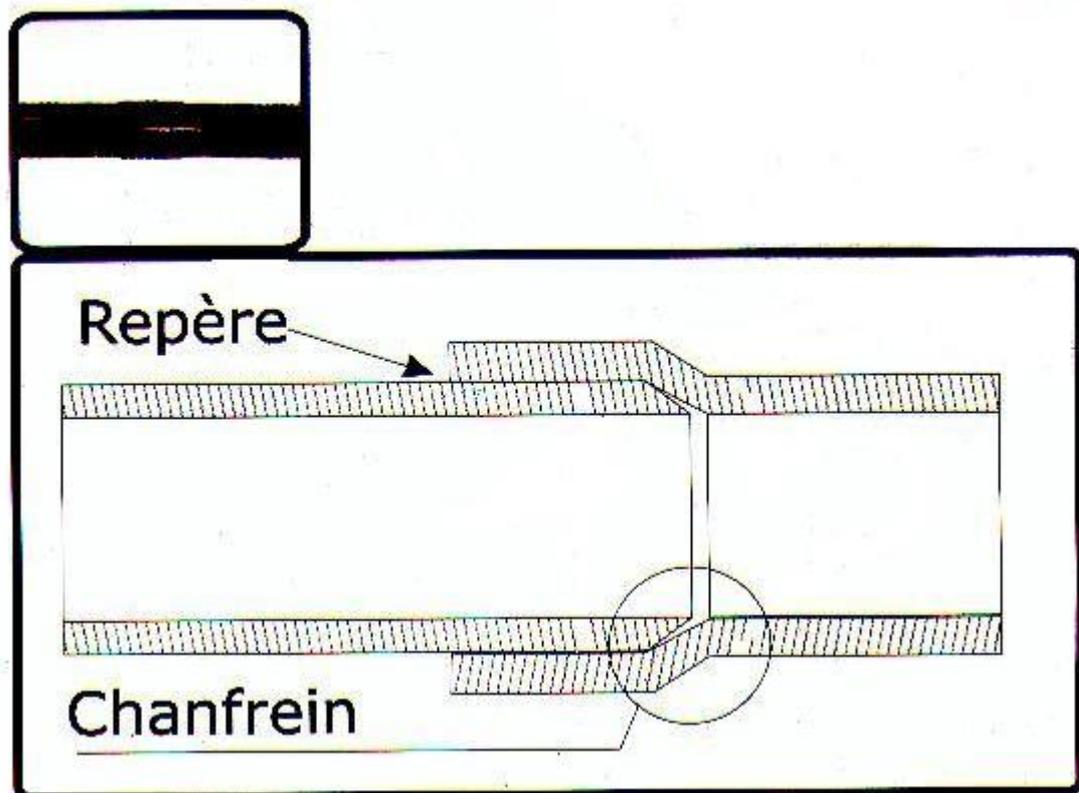


Figure VII.4 : Assemblage par collage à froid

I.2.2.2 Assemblage a joint :

- nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement de ce joint ainsi que le bout male à introduire ;
- Introduire le joint dans son logement ;
- Tracer un repère sur le bout male coupé d'équerre et chanfreiné ;
- Lubrifier le bout mâle et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse) ;
- Introduire le bout mâle dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure ;
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout male dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male.

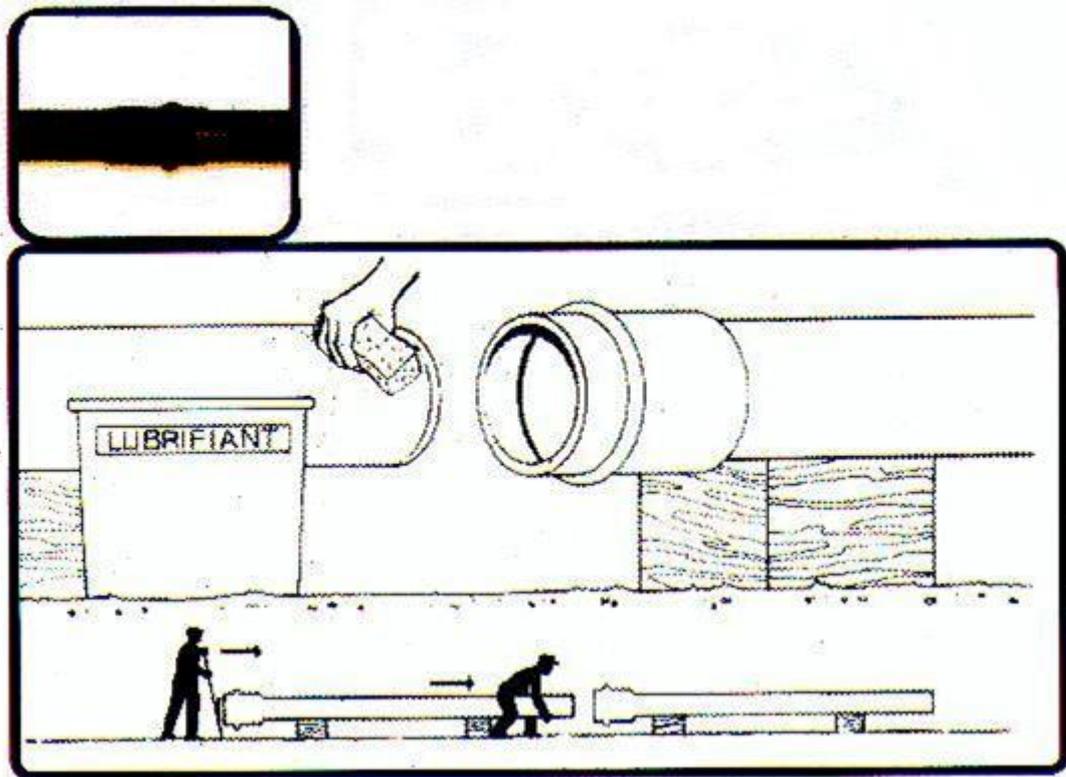


Figure VII.5 : Assemblage a joint.

I.3 Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- Des diamètres utilisés
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.

- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.

II. Les 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.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- ❖ Les ouvrages normaux ;
- ❖ Les ouvrages spéciaux.

II.1 Ouvrages normaux

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

II.1.1 les branchements

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

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

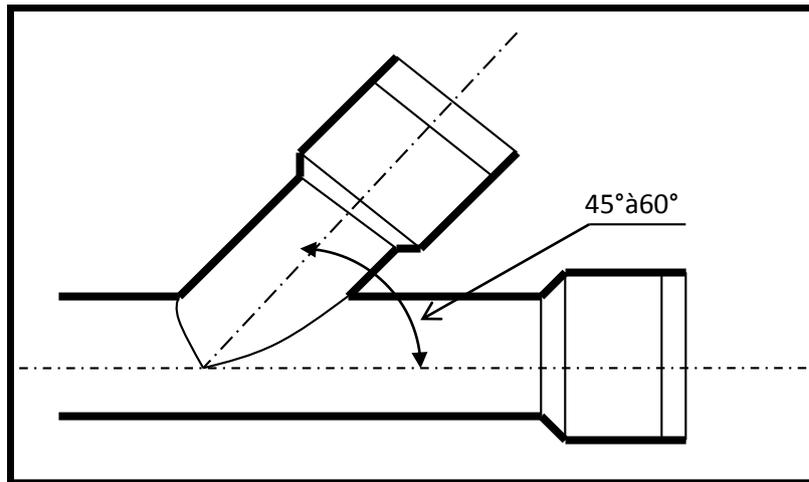


Figure VII.6 : Exemple d'un branchement simple.

II.1.2 Les caniveaux

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselantes sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

II.1.3 Les bouches d'égout

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.

La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéraux et bouches à accès sur le dessus ;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

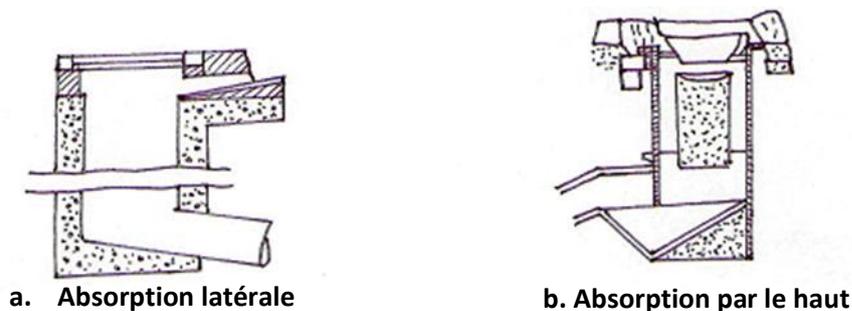


Figure VII.7 : bouches d'égout

II.1.4 Les fossés

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

II.1.5 Ouvrages d'accès au réseau (Les regards)

Ils ont pour rôle d'assurer une aération, un débordage et nettoyage des ouvrages ainsi que la jonction des conduites de différents diamètres et l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage, dans le cas des ouvrages visitables.

Les regards doivent être installés sur les canalisations :

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

Remarque : Pour notre agglomération on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite l'entretien et les opérations de nettoyages.

La distance entre deux regards est variable :

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

Les regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

- **Regard de visite** : ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : pour un système séparatif
- **Regard de jonction** : ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections. Ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;

- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

- **Regard de chute** : c'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté pour que le collecteur puisse avoir la même pente, et aussi afin d'éviter les grandes excavations des tranchées pour la pose des conduites et assurer les vitesses d'écoulement des effluents dans ces derniers admissibles.

Leurs constructions dépendent essentiellement de la hauteur de chute et du diamètre de la canalisation. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

- La chute verticale profonde, si le débit est important il faut prévoir un dispositif brise charge ;
- La chute verticale entre deux biefs, destinés à réduire la vitesse d'écoulement, le déversement se fait dans une chambre dont la largeur est au moins égale au plus grand des diamètres des canalisations amont et aval ;
- La chute « toboggan » qui assure la continuité de l'écoulement et éviter les remous.

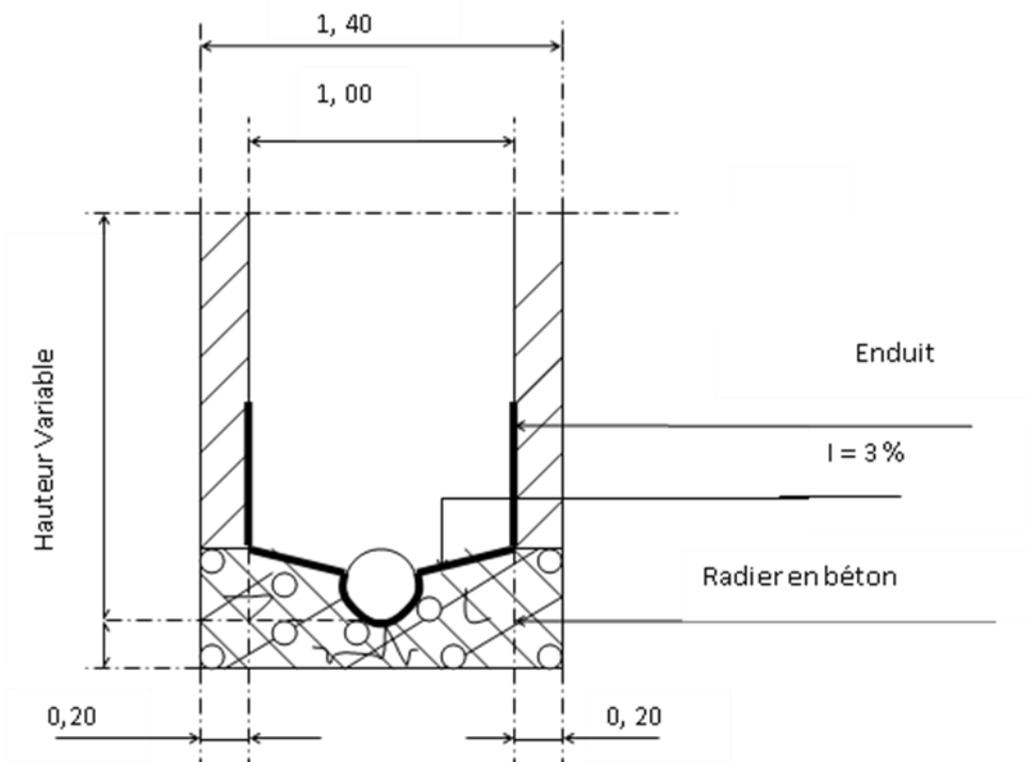


Figure VII.8 : exemple d'un regard simple

II.2 Ouvrages spéciaux

II.2.1 Déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un véritable « fusible hydraulique », ou une « soupape de sécurité ». Le terme déversoir d'orage c'est l'ensemble de dispositifs permettant d'évacuer directement et sans traitement vers le milieu naturel, les pointes de ruissèlement de manière à décharger le réseau aval, donc un déversoir d'orage sépare les eaux quantitativement pas qualitativement. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, par exemple :

- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage qualitatif des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents dans le milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports du réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de paramètres :

A. Physiques (géométrie et hydraulique)

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, ...etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, ...etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du (bassin, station de pompage...).

B. Environnementales

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

C. Économiques

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

D. Gestion

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles).Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...

II.2.1.1 Composition des organes d'un déversoir d'orage

Dans tous les cas de figure, le déversoir d'orage comprend :

- un ouvrage de dérivation,
- un canal ou collecteur de décharge conduisant l'eau déversée à un émissaire naturel (Ruisseau, rivière), y compris l'ouvrage de rejet lui-même au droit de l'émissaire.

Le déversoir d'orage est raccordé :

- à l'amont : au collecteur d'arrivée amenant les eaux unitaires
- à l'aval : au collecteur de départ qui transporte vers la station d'épuration les eaux à épurer.

L'ouvrage de dérivation peut être constitué de tout autre organe qu'un déversoir au sens hydraulique du terme.

Le collecteur de décharge peut être très court (cas d'égouts longeant le ruisseau).

Un ouvrage ou un système de stockage (bassin d'orage) peut être adjoint à l'ouvrage de dérivation pour stocker temporairement une partie du flot (premier flot d'orage notamment).

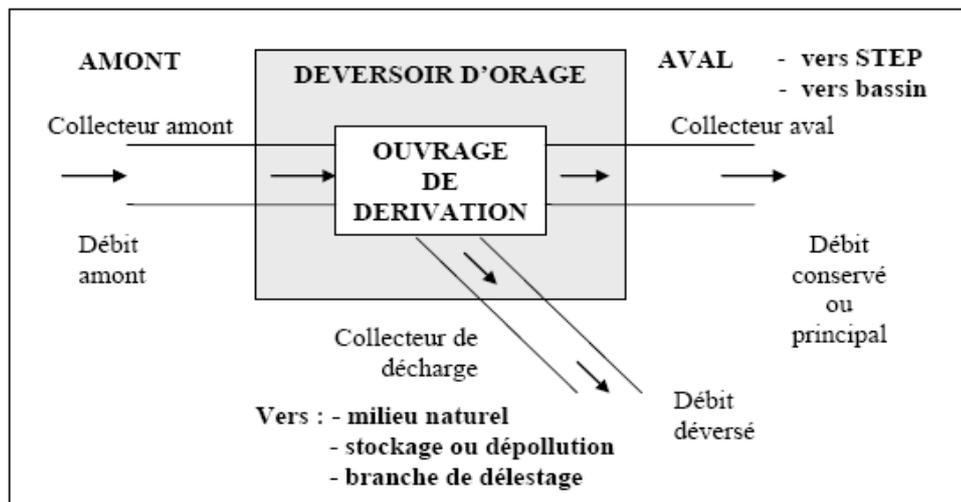


Figure VII.9 : Schéma de principe du déversoir d'orage.

II.2.1.2 Positionnement :

La construction d'un déversoir d'orage résulte théoriquement d'une étude économique, en plus de considérations techniques. Il ne peut y avoir de déversoir que s'il y a un émissaire pouvant recevoir les eaux d'un collecteur de décharge, aussi bien sous l'angle débit que sous l'angle pollution. Quand c'est le cas, le nombre et la position des déversoirs résultent de comparaisons économiques. Chaque fois que

l'on met un déversoir, on crée un ouvrage coûteux, mais on réduit le diamètre du collecteur aval. Il n'y a donc pas de règle générale.

Les déversoirs d'orage pourront être placés :

- sur des collecteurs secondaires afin de limiter les débits d'apport aux collecteurs principaux,
- à l'entrée d'ouvrages tels que les bassins d'orage, les siphons, etc.,
- à l'entrée des stations d'épuration.

II.2.1.3 Les différents types des déversoirs d'orage

Le seul élément qui caractérise réellement un déversoir d'orage est l'ouvrage de dérivation. On peut distinguer pour celui-ci :

A. Les ouvrages à seuil déversant :

Dans ces ouvrages, un seuil déversant est prévu qui permet, à partir d'un certain débit arrivant, de dériver une partie de celui-ci par-dessus le seuil. On essaye ainsi de limiter le débit acheminé vers la station d'épuration à une valeur déterminée, le supplément étant déversé.

Pour mieux contrôler le débit à partir duquel le déversoir doit fonctionner et mieux limiter le débit acheminé vers la station d'épuration, on prévoit souvent en plus un étranglement sur le collecteur de départ (masque ou tronçon de diamètre réduit appelé tronçon d'étranglement) : cela permet de caler plus haut la cote du seuil déversant.

Compte tenu de la présence ou non de cet étranglement, on distingue donc deux grandes catégories :

1. Les déversoirs à seuil haut

Le seuil haut est un déversoir classique dont le fonctionnement est un peu perturbé par une vitesse d'approche de l'eau parallèle au seuil, dans le cas du déversoir latéral. Mais cette vitesse est faible et on peut sans inconvénient utiliser les formules classiques.

Ce type de déversoir est caractérisé par la présence d'un étranglement, son diamètre est calculé pour faire passer juste le débit demandé pour la STEP, au-delà il se déverse.

2. Déversoirs à seuil bas

À l'opposé, le déversoir à seuil bas est en quelque sorte une ouverture faite latéralement dans un collecteur. Suivant la pente du radier, les conditions hydrauliques d'écoulement à l'amont et à l'aval, la fraction de débit déversée, etc., la ligne d'eau au droit du déversoir peut présenter différentes configurations (hauteur d'eau plus faible en tête du déversoir qu'en extrémité, ou le contraire, ressaut à

l'amont, à l'aval, au milieu). Il y a donc de très nombreux cas de fonctionnement possibles, plus ou moins bien connus, ce qui explique en partie le nombre de formules proposées par différents auteurs, parfois contradictoires.

Du point de vue hydraulique, le fonctionnement des déversoirs à seuil haut est beaucoup mieux connu que celui des déversoirs à seuil bas.

L'orientation de déversoir d'orage par rapport au collecteur et sa forme et celle des raccordements à l'entrée et à la sortie permettant de distinguer :

3. Les déversoirs à seuil latéral

Dans le cas du déversoir à seuil latéral, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement. Le seuil déversant latérale peut être placé sur un côté de l'ouvrage ou de chaque côté.

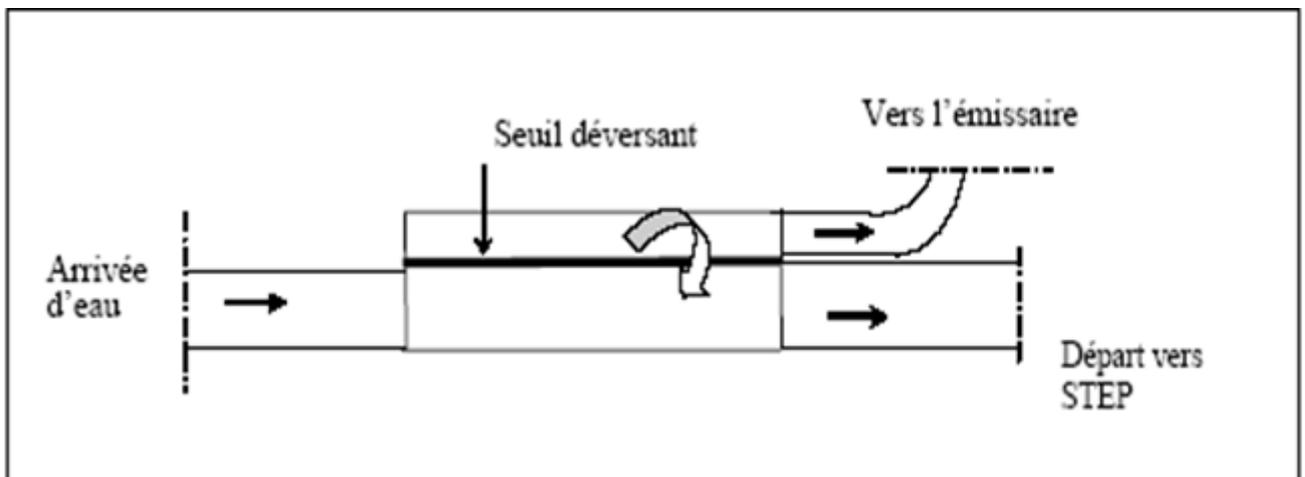


Figure VII.10 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

4. Les déversoirs à seuil frontal

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement, le collecteur de départ pouvant se situer dans l'axe du collecteur d'arrivée.

Le seuil déversant généralement est horizontal, peut avoir un même niveau ou être en escalier et comporte plusieurs niveaux.

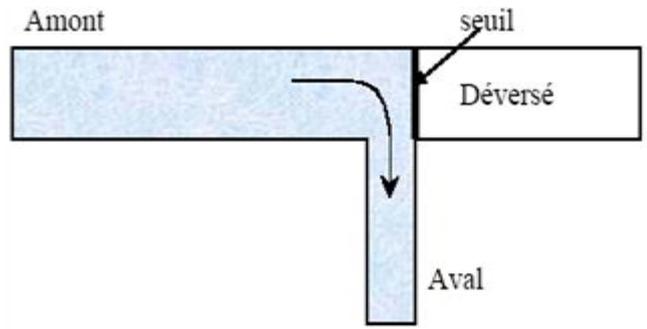


Figure VII.11 : Exemples de déversoir frontal

5. Déversoir à seuil double :

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

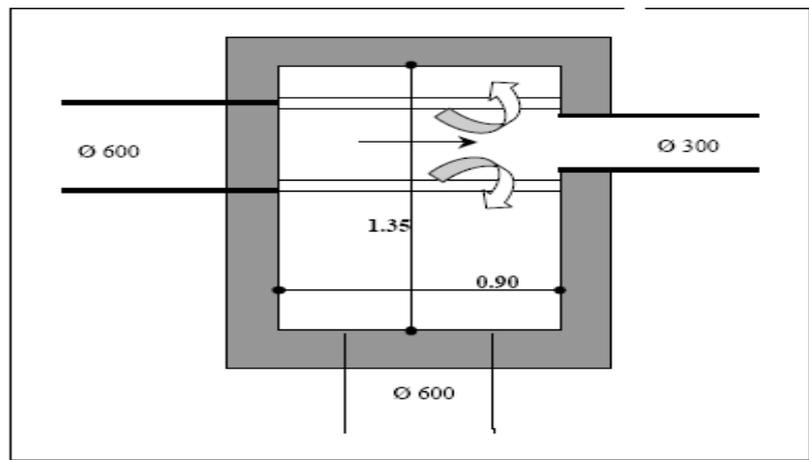


Figure VII.12 : Schéma d'un déversoir à seuil double

B. Les ouvrages n'utilisant pas le seuil

On trouve dans cette catégorie toute une série de dispositifs, parfois appelés de régulation, qui font intervenir différents principes de fonctionnement. Mais si on se limite aux ouvrages habituellement utilisés, on trouve essentiellement :

- ouvrage à ouverture de radier,
- ouvrages avec les trous dans le mur,
- ouvrage avec siphon,
- ouvrage avec orifice,
- ouvrages à vortex,
- ouvrage avec vannes.

C. Déversoir by-pass

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau. Ce type de déversoir est utilisé dans la gestion du réseau, on fait by-passer l'écoulement vers un autre collecteur pour exécuter les travaux de réhabilitation.

Pour avoir la capacité de transports, prélever les eaux de temps sec pour les envoies vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

II.2.1.4 Les ouvrages annexes du déversoir d'orage

1. Les grilles et les dégrailleurs

Leurs rôles est de contrôler les gros solides ($d > 6\text{mm}$) aux déversoirs pour éviter leur envoi au milieu naturel, ils sont placés à l'amont des déversoirs, et caractérisées par :

- épaisseur des barreaux des grilles : 10 à 12mm ;
- espacement des barreaux des grilles : 10 à 15mm ;
- rendement des grilles : 50%.

2. La chambre de tranquillisation et de dessablement

Cette chambre est située à l'amont du déversoir, à pour but en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants.

Pour éviter l'envasement, on recommande :

$$D_{\min} = 0.815 Q_p^{0.4} \quad \text{VII.1}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe de 2 à 5ans de période de retour [m³/s].

Remarque : Si on à une période de retour supérieure à 5ans, on multiplie le débit de pointe par le coefficient de majoration [$m \geq 1.25$], pour tenir compte de la période de retour.

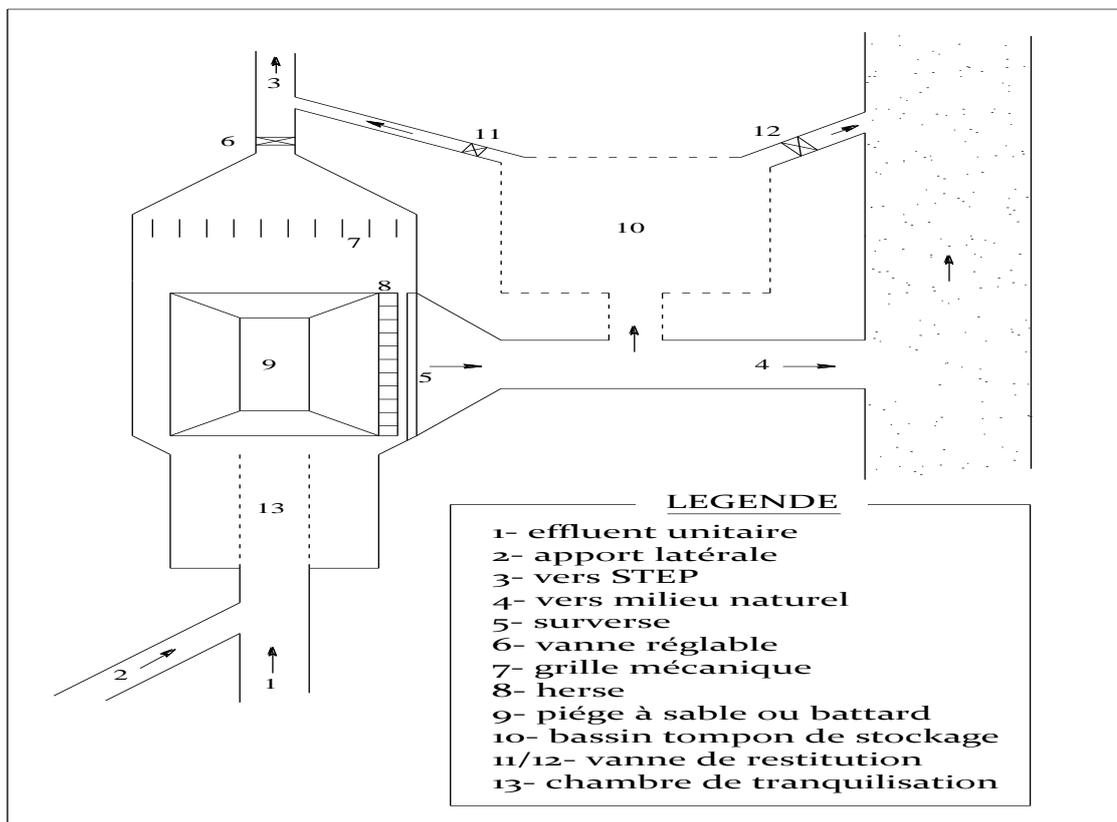


Figure VII.13 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage.

Choix de types de déversoirs :

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

II.2.1.5 Dimensionnement du déversoir d'orage :

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 2.66 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.0077 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de point : $Q_p = 0.0234 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station d'épuration : on propose une dilution de 3 fois
 $Q_{step} = 0.069 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit rejeté vers l'oued (Q dévier) : $Q_r = 2.431 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 910 \text{ mm}$
- la pente = 0.006 m/m

❖ **Calcule Temps de concentration :**

(Voire chapitre V formule V.6)

$$t_c = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ (min)} \quad \text{VII.2}$$

L : longueur totale de collecteur le plus longs

V : vitesse moyen égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons

$$T_c = 2101.66 / (60 * 2.31) = 15.1 \text{ min}$$

$$T_c = 15.1 \text{ min}$$

❖ **Calcul du coefficient de retardement**

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

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

$$\text{Donc : } Z = 1 - \frac{15.1}{100}$$

$$Z = 0.84$$

❖ **Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.84 * 2.5$$

$$Q_{cr} = 2.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :**

Pour calculer on utilise l'abaque de Bazin

• **hauteur d'eau demande par la STEP :**

h_{step} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{step} vers la station d'épuration (ou vers un autre collecteur s'il s'agit d'un déversoir by-pass)

on utilise abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin) (annexe 2)

$$Rq_{step} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{0.069}{2.66} \longrightarrow Rq_{step} = 0.026$$

$$Rh = \frac{h_{step}}{D} = 0.5 \longrightarrow h_{step} = Rh * D$$

$$\text{Donc : } h_{step} = 0.5 * 1200 \longrightarrow \mathbf{h_{step} = 600 \text{ mm}}$$

$$Rq_{cr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{2.1}{2.66} \longrightarrow Rq_{cr} = 0.79$$

$$Rh_{cr} = \frac{h_{tcr}}{D} = 0.5 \longrightarrow h_{tcr} = Rh * D$$

$$\text{Donc : } h_{tcr} = 0.68 * 1200 \longrightarrow \mathbf{h_{tcr} = 816 \text{ mm}}$$

• **h dévier :**

h_{dev} correspond à la hauteur d'eau déversée par le déversoir vers le milieu naturel ou vers un autre collecteur

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{step}$$

$$h_{dev} = 816 - 600 \longrightarrow h_{dev} = 216 \text{ mm}$$

• **la longueur du seuil L :**

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dev} = m * L * h_{dev} * \sqrt{(2g * h_{dev})} \quad \mathbf{VII.4}$$

Avec

m : coefficient de débit en fonction de type de déversoir

- $m = 0.46$: déversoir frontale
- $m < 0.4$: déversoir latérale

Pour notre cas : déversoir latéral $m = 0.35$

L : longueur du seuil

h_{dev} : à la hauteur d'eau déversée par le déversoir

g : pesanteur $= 9.81 \text{ m/s}^2$

$$\text{Donc : } L = \frac{Q_{dev}}{m * h_{dev}^{\frac{3}{2}} * \sqrt{2g}}$$

$$L = 15.5 \text{ m}$$

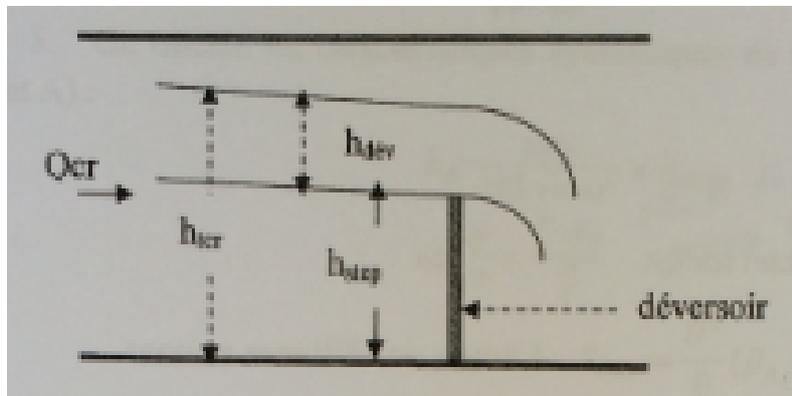


Figure VII.14 : schéma d'un déversoir d'orage

II.2.2 Bassin piège

C'est un ouvrage de stockage des eaux usées et pluviales dans le but de piéger le maximum des charges polluantes. Son contenu est destiné à la régularisation du débit allant vers la STEP pendant le temps sec ou à la fin d'une chute de pluie.

II.2.2.1 Calcul du volume du bassin :

C'est le volume jusqu'au niveau du déversement en utilisant l'abaque de dimensionnement.

$$V = v * a * S_a$$

VII.5

Avec :

V : volume utile du bassin en m³ ;

v : volume spécifique du bassin ;

a : facteur correctif du temps d'écoulement ;

S red : proportion imperméabilisée de la surface assainie raccordée ;

Le facteur correctif de temps d'écoulement « a » s'évalue selon le tableau suivant en fonction du temps d'écoulement calculé de la pluie calculé dans le réseau jusqu'au bassin :

Tableau VII.1 : coefficient d'écoulement pour différents temps d'écoulement.

Temps d'écoulement en minute	Coefficient du temps d'écoulement 'a'
5	1,00
10	1,25
15	1,43
20	1,63
25	1,74
30	1,82

- **Détermination des paramètres de la formule :**

Dans le but d'éviter le retard dans le réseau d'écoulement, on prend un temps d'écoulement maximum $t=30$ mn, d'où $a=1,82$;

- 1. Calcule la surface réduite :**

La surface active est donnée par la formule :

$$S_{red} = S * Ca \quad \text{VII.6}$$

Avec :

S : surface totale du bassin

Ca : le coefficient d'apport pour pouvoir calculé la surface active.

La détermination de ce coefficient n'est du tout facile dans la pratique mais il est pris entre 0,05 et 0,6 ;

Pour être en sécurité de toute surprise nous allons prendre la valeur maximale pour calculer le volume c'est-à-dire **Ca = 0,6** ;

Donc

$$S_{red} = 0.6 * 33 \longrightarrow S_{red} = 19.8 \text{ ha}$$

2. Calcule l'intensité de pluie dérivée :

$$i = \frac{Q_{sort} - Q_{ts}}{S_{red}} \quad \text{VII.7}$$

Avec :

Q_{sort} : le débit vers la STEP = 69 l/s (supposé constant)

Q_{ts} : débits de temps sec = 7.7 l/s

S_{re} : la surface réduite

Donc :

$$i = \frac{69 - 7.7}{19.8} = 3.1 \text{ l/s}$$

3. volume spécifique du bassin :

à l'aide de l'abaque de dimensionnement pour les bassin piège(annexe 4), on a une intensité 3.1 l/s/ha, on projet a partir de cette valeur vers la courbe de l'intensité critique $i_{cr} = 15 \text{ l/s/ha}$

Puis vers la gauche horizontalement, on tire la valeur de volume spécifique

$$V = 6.1 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Ainsi nous allons calculer le volume utile du bassin :

$$V = 6.1 * 19.8 * 1.82$$

V=220 m3

Pour le dimension de bassins on choisit la hauteur du bassin et la longueur, et enfin calculer la largeur :

On prend la hauteur $h = 6 \text{ m}$ et la longueur $L = 7 \text{ m}$

$$\text{Et la largeur } l = V / h * L = 5.23 \text{ m}$$

Ce qui donne les dimensions du bassin :

$$L = 7 \text{ m}$$

$$l = 5.3 \text{ m}$$

$$h = 6 \text{ m}$$

II.2.2.2 Avantages et inconvénients de la connexion des bassins pièges :

II.2.2.2.1 Bassin piège à connexion directe sur la station d'épuration :

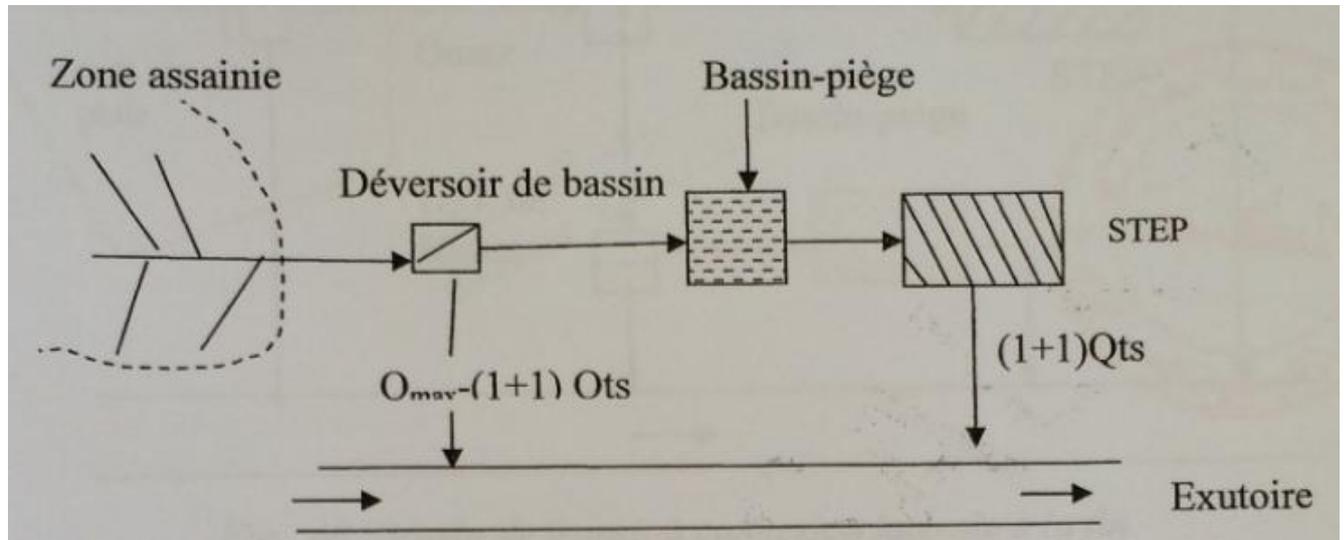


Figure VII.15 : bassin piège à connexion direct

Avantages :

- + un seul déversoir
- + pas de canalisation accessoire
- + vidange gravitaire possible
- + diminution de la pollution rejetée dans le milieu récepteur
- + joue le rôle d'un décanteur
- + curage du radier du bassin facile (en dirigeant le débit de temps sec vers la station d'épuration) ;
- + grand liberté de conception en plans

Inconvénients :

- + débit vers la station d'épuration variable s'il y'a absence de régularisation
- + alimentation de bassin très fréquent qu'en connexion latérale
- + pertes de charge éventuelles
- + mauvaise odeur et prolifération des insectes et des rongeurs en temps sec ;
- + risque de pollution de la nappe phréatique
- + l'existence de la vanne de régulation du débit sortant car elle doit être intégrée dans un système télé contrôlé centralisé ;

II.2.2.2.2 Bassin piège à connexion latérale sur la station d'épuration

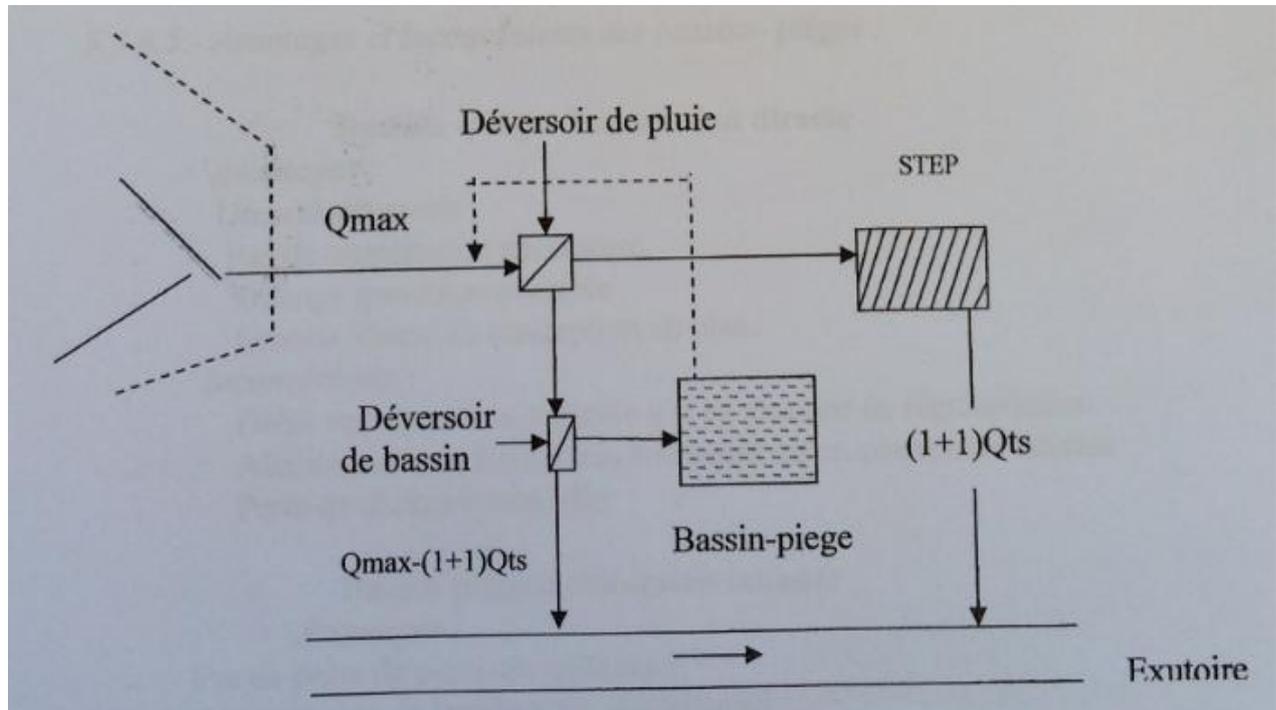


Figure VII.16 : bassin piège à connexion latérale

Avantages :

- + pas de perte de pentes de collecteur
- + en temps sec le bassin n'est pas traversé
- + bassin à connexion directe sans régularisation
- + réduction de la concentration des eaux usées allant vers la station d'épuration pendant le temps sec en utilisant le refoulement ;
- + chasse la pollution des eaux usées et pluviales pendant les premières heures de la crue

Inconvénients :

- + vidange du bassin nécessite un refoulement ;
- + prolongement du collecteur véhiculant le débit rejeté dans le milieu récepteur ;
- + curage du radier du bassin difficile ;
- + risque de la pollution accidentelle dirigeant vers la station d'épuration ;

- ✚ risque de pollution du milieu naturel lors du remplissage du bassin, les eaux excédentaires ne passent pas par le bassin

II.2.2.2.3 Bassin de transit à la fin de la zone assainie :

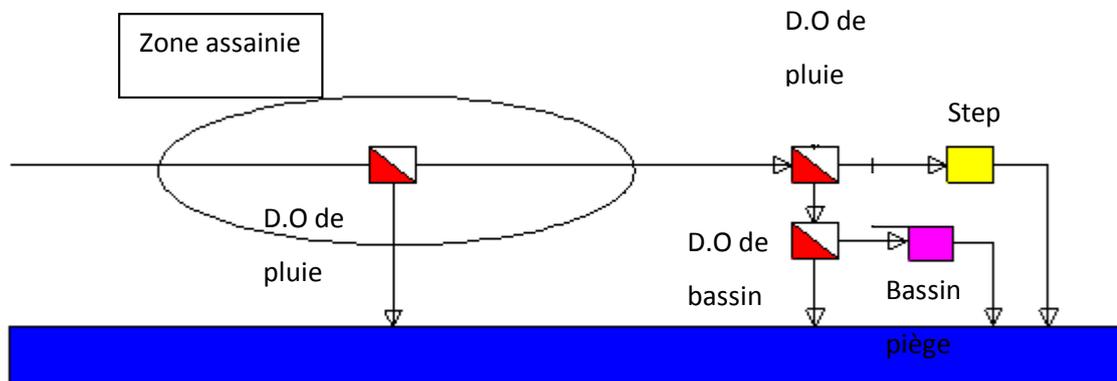


Figure VII.17 : bassin de transit a connexion latérale à la fin de la zone assainie

Avantages :

- ✚ vidange gravitaire ;
- ✚ curage du radier du bassin facile ;
- ✚ choc de la pollution des eaux usées et pluviales pendant les premières minutes de la crue ;
- ✚ diminution de la pollution rejetée dans le milieu récepteur ;
- ✚ diminution de la concentration des eaux usées pendant le temps sec ;
- ✚ joue le rôle d'un décanteur ;
- ✚ diminution importante de la pollution

Inconvénients :

- ✚ la régulation du débit allant vers la station d'épuration nécessite un refoulement ;
- ✚ risque de contamination de la station d'épuration lors de l'arrivée d'une pollution accidentelle ;
- ✚ l'existence de la vanne de régulation du débit sortant gênant car elle nécessite un grand soin ;

Choix de la connexion adéquate :

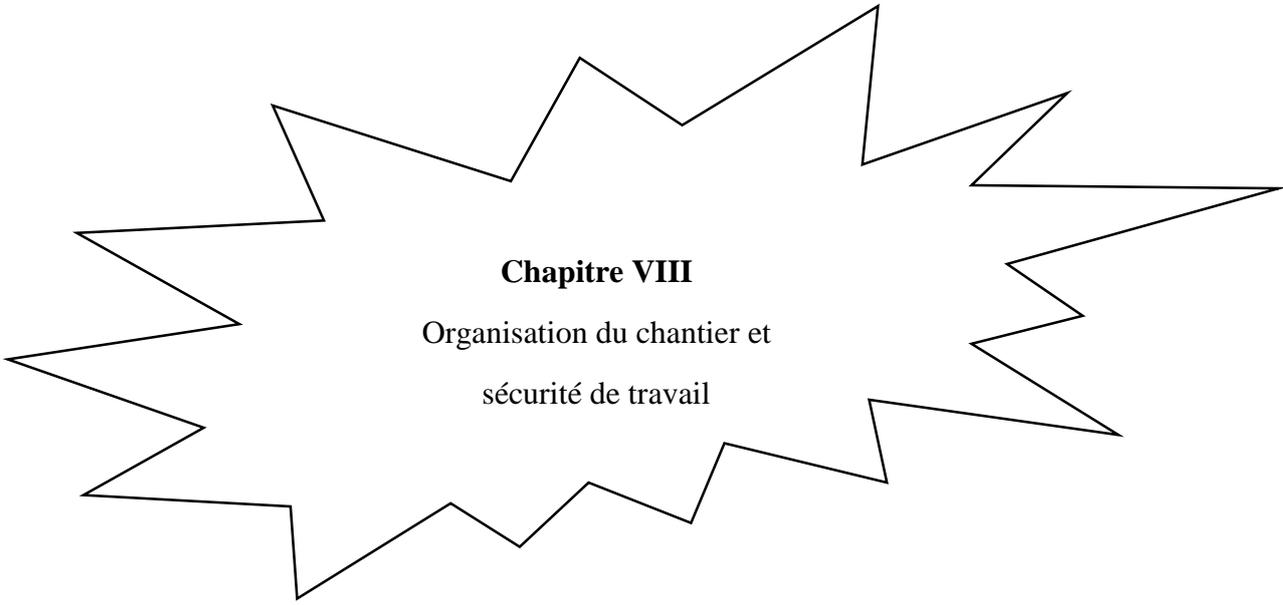
Suite à une comparaison entre les trois variantes de connexion, nous avons énuméré d'importants avantages de la deuxième connexion par rapport aux deux autres. Donc pour notre projet on projet un bassin piège de volume 220 m³ avec une connexion latérale.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité beaucoup éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en béton et en PVC pour les diamètre inférieure a 630mm et le béton armé pour les diamètre supérieure pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

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

- ✚ Un déversoir d'orages de type latéral.
- ✚ Un bassin piège.



Chapitre VIII

Organisation du chantier et
sécurité de travail

Chapitre VIII

Organisation du chantier et sécurité du travail

Introduction :

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

I. Exécution des travaux :

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

- ✚ Manutention et stockage des conduites ;
- ✚ Décapage de la couche de terre végétale
- ✚ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- ✚ Aménagement du lit de pose ;
- ✚ Emplacement des jalons des piquets ;
- ✚ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ✚ Assemblage des tuyaux ;
- ✚ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- ✚ Remblaiement des tranchées ;
- ✚ Construction des regards en béton armé ;

I.1 Manutention et stockage des conduites :

➤ Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Il faut éviter :

- ✚ Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- ✚ Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. les tubes avec emboîture doivent être alternés. les emboîtures doivent dépasser la pile.

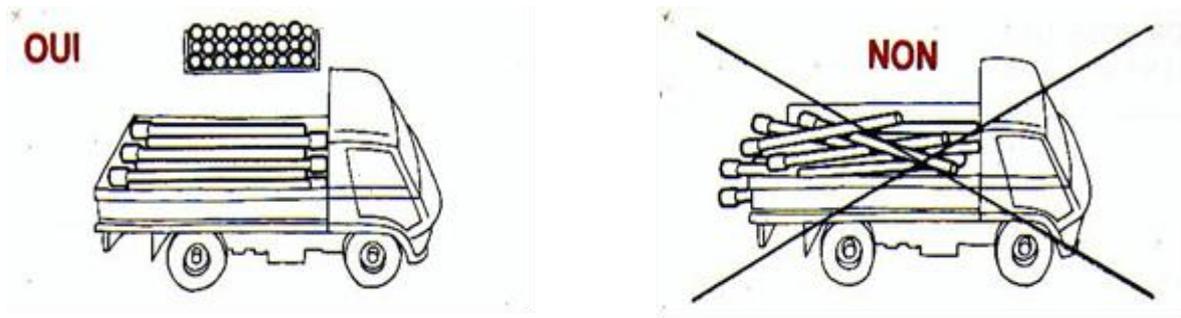


Figure VIII.1 : chargement des canalisations

➤ **Déchargement :**

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

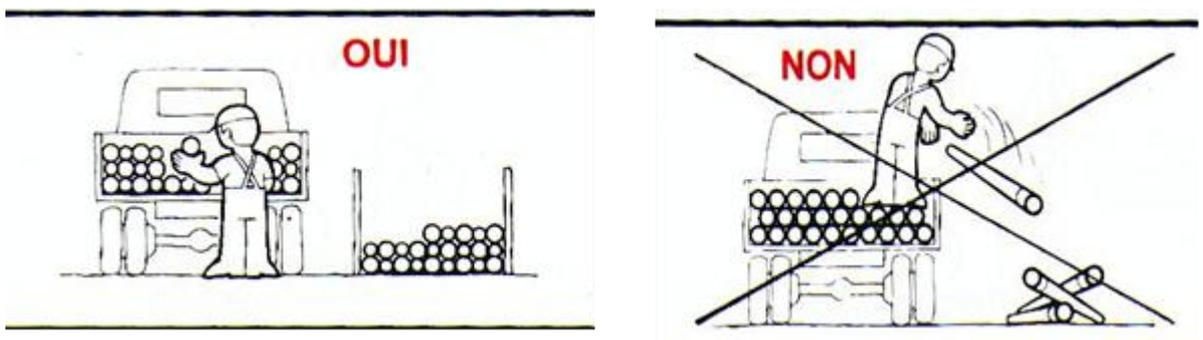


Figure VIII.2 : déchargement des canalisations

➤ **Stockage :**

- ✚ L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane ;
- ✚ L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile ;
- ✚ La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m ;
- ✚ Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques) ;
- ✚ Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;
- ✚ Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques ;
- ✚ Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur

I.2 Décapage de la couche de terre végétale :

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

$$V = bHL \text{ m}^3$$

VIII.1

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

I.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

➤ Largeur du tranché :

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

La largeur de tranchée est donnée par la formule :

$$B = D + (2 \times c) \quad \text{VIII.2}$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

c : largeur entre conduite et parois de tranché

➤ Profondeur du tranché :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \quad \text{VIII.3}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m) ;

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

D : diamètre de la conduite en (m) ;

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

I.4 Aménagement du lit de pose :

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

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

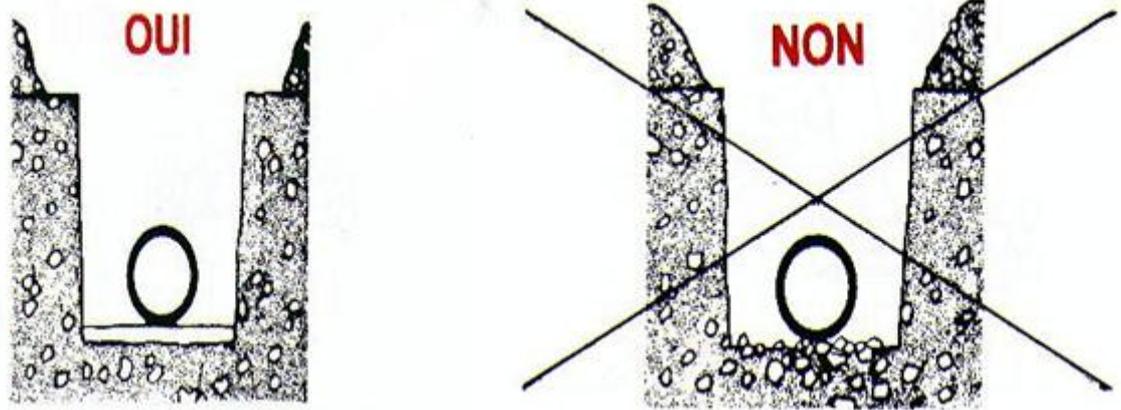


Figure VIII.3 : lit de pose

Remarque :

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

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \cdot B \cdot e \quad \text{VIII.4}$$

Avec :

V_s = volume du sable en (m³) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, $e = 10$ cm ;

I.5 Emplacement des jalons des piquets :

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

I.6 Pose canalisations dans la tranchée :

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

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

- ✚ de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- ✚ de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- ✚ d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- ✚ en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,

I.7 Assemblage des conduites :

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

I.8 Essais d'étanchéité :

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.

I.9 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 ;

- ✚ Bétonnage des parois ;
- ✚ Décoffrage des parois ;
- ✚ Ferrailage de la dalle ;
- ✚ Coffrage de la dalle ;
- ✚ Bétonnage de la dalle ;
- ✚ Décoffrage de la dalle ;

I.10 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,

I.11 Choix des engins :

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

- **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 VIII.4 : Bulldozer

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 coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VIII.5 : Niveleuse automotrice

➤ **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.



Figure VIII.6 : Pelle équipée en rétro

➤ **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



Figure VIII.7 : Chargeur

➤ **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 VIII.5 : compacteur

II. Devis quantitatif et estimatif :

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

II.1 Détermination des différents volumes :

➤ Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad \text{VIII.5}$$

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

➤ **Volume des déblais des tranchées :**

$$V_{ded} = B.L.H \quad \text{VIII.6}$$

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

➤ **Volume du lit du sable :**

$$V_{ls} = e.L.B \quad \text{VIII.7}$$

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

➤ **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \quad \text{VIII.8}$$

- ✚ V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- ✚ L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- ✚ D : Diamètre de la conduite en (m).

➤ **Volume du remblai :**

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad \text{VIII.9}$$

- ✚ V_r : Volume du remblai en (m³)

➤ **Volume excédentaire :**

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \quad \text{VIII.10}$$

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

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

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

$$K_f = 1,5.$$

Tableau VIII.1 : Devis estimatif des coûts de projets

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire DA	Montant
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la terre végétale	m3	103,96	250,00	25989,75
2	Déblai de tranché	m3	10383,38	350,00	3634182,794
3	Pose de lit de sable	m3	385,86	1500,00	578787,47
4	Remblai de tranché	m3	8274,73	300,00	2482420,36
5	Evacuation du déblai excédentaire	m3	6262,00	500,00	3130998,33
B	canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
1	canalisation en PVC PN6				
	500	ml	358,93	24800,00	8901464,00
	630	ml	337,47	40000,00	13498800,00
2	Canalisation en Béton armé classe 135A				
	800	ml	462,91	4772,00	2209006,52
	1000	ml	162,96	8429,08	1373602,877
	1200	ml	957,85	11015,82	10551503,19
C	construction				
1	Volume de béton pour construction des regards	m3	87,23	35000,00	3053050,00
2	tampon en fonte	U	34	13500,00	459000,00
3	Exécution de déversoir d'orage	m3	31,17	35000,00	1090950,00
4	Construction de bassin piège	m3	75,61	35000,00	2646350,00
	THT				53636105,28
	TVA 19%				10190860,00
	TTC				63826965,28

III. Sécurité de travail :

Introduction :

L'objectif de la protection est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlement à suivre.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être

séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

III.1 Les Causes Des Accidents :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories : Facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- ✚ De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- ✚ De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- ✚ Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- ✚ De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- ✚ Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- ✚ Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

III.2 : Les actions et conditions dangereuses :

-Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

-Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension ;

✚ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

✚ Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;

✚ Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

- ✚ Outillage, engin, équipement en mauvais état ;
Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;
- ✚ Défaut dans la conception, dans la construction ;
Ex : installation électrique en fil souple ;
- ✚ Eclairage défectueux ;
Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;
- ✚ Conditions climatiques défavorables.

III.3 Organisation de La prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

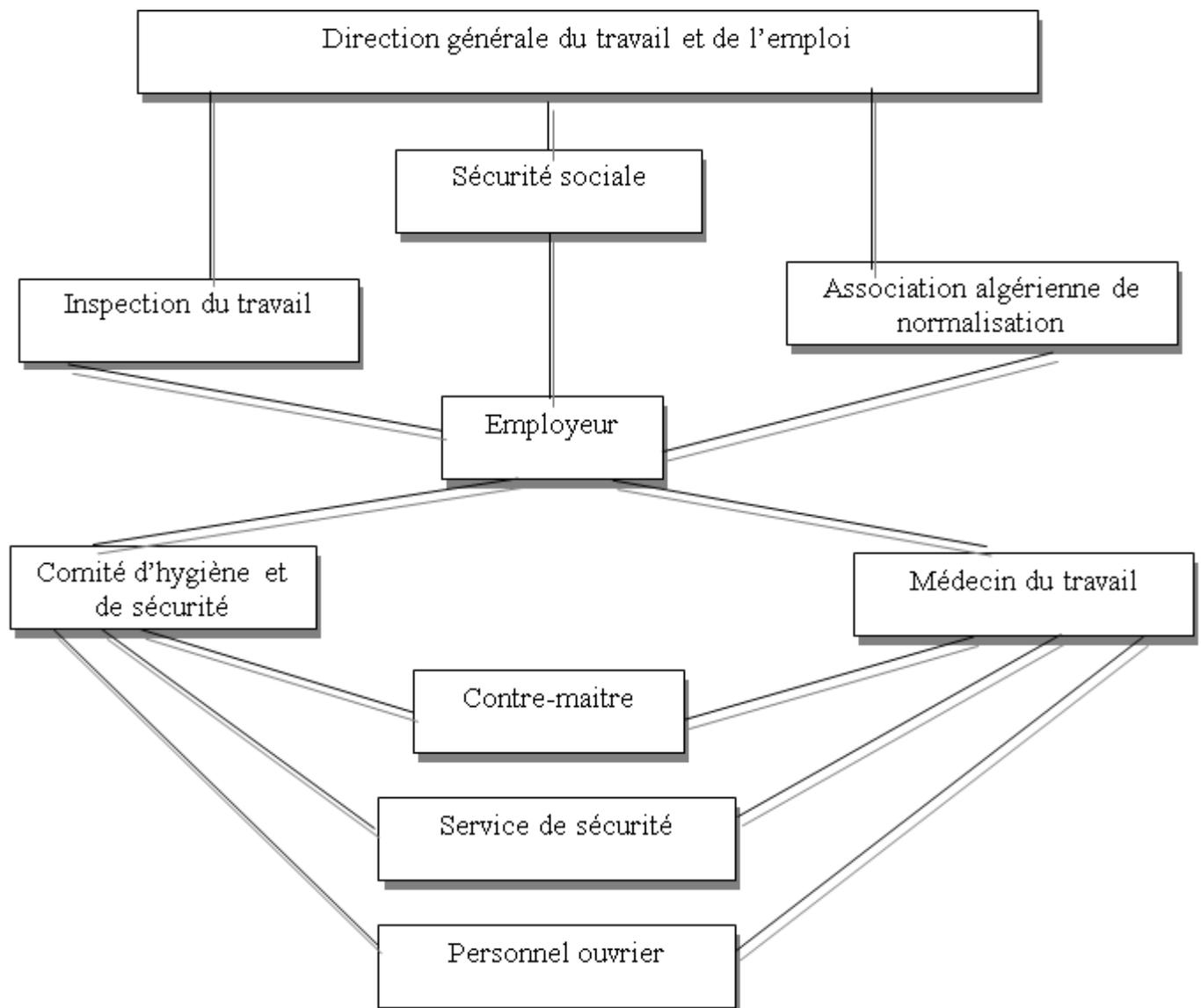


Figure VIII.6 : Organisation de La prévention des accidents du travail

Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- ✚ Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- ✚ Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- ✚ Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- ✚ Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- ✚ Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- ✚ Protection des membres inférieurs ;
- ✚ Protection des yeux ;
- ✚ Protection du tronc ;
- ✚ Protection de la tête ;
- ✚ Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- ✚ Correspondre au danger considéré ;
- ✚ Être pratique et confortable ;
- ✚ Être solide.

Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que :

L'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part, définie aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

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

Les bonnes conditions du travail et la sécurité sur chantier joue un rôle capital dans le bon déroulement des travaux et la protection des ouvriers.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques

Conclusion

L'objectif principal de cette étude est de contrôler le réseau d'assainissement de l'agglomération El BORG a la commune de Meftah (w.Blida) et renforcer les collecteurs qui sont mal fonctionnée avec raccordement des accessoires dans des conditions favorables afin d'éviter toutes les problèmes dans l'évacuation des eaux usée

La reconnaissance du site avec une étude hydrologique profonde, nous ont permis de déterminer les débits d'eaux usées et pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans et un horizon de calcul de 2047.

Les reliefs présentent une pente suffisante pour un écoulement gravitaire du réseau avec tracé véritablement technique pour arriver aux objectifs. En tenant compte l'aspect de l'environnement on a achemine les rejets vers une station d'épuration avec un débit de $3Q_{\text{temps sec}}$ on projetant un déversoir d'orage de type latéral qui permet de contrôler le débit et dévier le surplus vers un bassin piège pour réutiliser ces eaux en agriculture.

Enfin, en espère que toute une étude d'assainissement prendre en compte tous les aspects pour réaliser un système d'évacuation techniquement et économiquement satisfaisante en respectant les règlements environnementales afin de protégé la nature contre la pollution.

Liste des tableaux

N° du tableau page

Chapitre II

Tableau II.1 : description de la station pluviométrique	6
Tableau II.2 : la série pluviométrique.....	7
Tableau II.3 : Caractéristiques de la série.....	8
Tableau II. 4 : Les étapes d’homogénéisation de la série.....	9
Tableau II.5 : L’ajustement par la loi de Gumbel.....	13
Tableau II.6 : calcul des précipitations de différente période de retour.....	14
Tableau II.7 : Ajustement à la Loi De Gumbel.....	15
Tableau II.9 : Procédé de calcul du teste de Pearson.....	19
Tableau II.8 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).....	17

Chapitre III

Tableau III.1 : les principaux collecteurs de la zone	23
Tableau III.2 : fiche technique de rejet.....	25

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Evaluation du nombre d’habitants	29
Tableau VI.2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	33
Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	39
Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	39
Tableau IV.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	40
Tableau IV.6 : coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin.....	41
Tableau IV.7 : répartition de population dans chaque sous bassin.....	42

Chapitre V

Tableau V.1 : détermination de débits d’équipement.....	46
Tableau V.2 : Evaluation des débits de pointe.....	46
Tableau V.3 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l’assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.....	52
Tableau V.4 : évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin.....	52
Tableau V.5 : débits totaux pour chaque sous bassin.....	53

Chapitre VI

Tableau VI.1 : vérification de la capacité d’évacuation des collecteurs principaux.....	57
Tableau VI.2 : diagnostic hydraulique des collecteurs.....	63
Tableau VI.3 : Nouveau dimensions de réseau	65

Chapitre VII

Tableau VII.1 : coefficient d'écoulement pour différents temps d'écoulement.....90

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 : Devis estimatif des couts de projets.....106

Liste des tableaux

Liste des figures

N° de figure page

Chapitre I

Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude1

Chapitre II

Figure II.1 : La précipitation en fonction de la variable réduite de Gumbel.....14

Figure II.2 : ajustement par la loi de Gumbel.....16

Figure II.3 : ajustement par la loi de Galton (Log-normale).....18

Chapitre IV

Figure IV.1 : évolution de population.....29

Figure IV.2 : Différents système d'assainissement.....30

Figures IV.3 : système unitaire.....31

Figures VI.4 : système séparatif.....32

Figure IV.5 : Système pseudo-séparatif.....32

Figure IV.6 : Schéma perpendiculaire.....35

Figure IV.7 : Schéma par déplacement latéral.....35

Figure IV.8 : schéma à collecteur transversal ou oblique.....35

Figure IV.9 : schéma à collecteur étagé.....36

Figure IV.10 : schéma type radial.....36

Figure IV.11 : découpage de la zone d'étude.....63

Chapitre VII

Figure VII.1 différentes formes des canalisations ovoïdes.....71

Figure VII.2 : Divers joints sur tuyau en béton.....72

Figure VII.2 : Joint mécanique.....73

Figure VII.3 Joint des matières plastiques.....73

Figure VII.4 : Assemblage par collage à froid.....74

Figure VII.5 : Assemblage a joint.....75

Figure VII.6 : Exemple d'un branchement simple.....77

Figure VII.7 : bouches d'égout.....77

Figure VII.8 : exemple d'un regard simple.....79

Figure VII.9 : Schéma de principe du déversoir d'orage.....81

Figure VII.10 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus.....83

Figure VII.11 : Exemples de déversoir frontal.....	84
Figure VII.12 : Schéma d'un déversoir à seuil double.....	84
Figure VII.13 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage.....	86
Figure VII.14 : schéma d'un déversoir d'orage.....	89
Figure VII.15 : bassin piège à connexion direct.....	92
Figure VII.16 : bassin piège à connexion latérale	93
Figure VII.17 : bassin de transit a connexion latérale à la fin de la zone assainie	94

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : chargement des canalisations.....	97
Figure VIII.2 : déchargement des canalisations	97
Figure VIII.3 : lit de pose.....	99
Figure VIII.4 : Bulldozer.....	101
Figure VIII.5 : Niveleuse automotrice.....	102
Figure VIII.6 : Pelle équipée en rétro.....	103
Figure VIII.7 : Chargeur.....	103
Figure VIII.5 : compacteur.....	104
Figure VIII.6 : Organisation de La prévention des accidents du travail.....	108

Liste des figures

Liste des planches :

Planche N°1 : plan de masse de l'agglomération El-Borg

Planche N°2 : plan de réseau existant

Planche N°3 : plan de réseau projeté

Planche N°4 : Profile en long du collecteur principale

Planche N°5 : ouvrages annexes

listes des planches

Référence bibliographique

- ❖ B. Salah : Polycopies de l'assainissement à ENSH Blida
- ❖ Guide technique d'assainissement 3^{eme} édition) par Maurice Satin et Béchir Selmi
- ❖ « Cours d'assainissement 4^{eme} et 5^{eme} années » de Dr. S. Boualam, ENSH , 2016-2017, Blida
- ❖ « Manuel pratique d'hydrologie » de Dr. B. Touaibia- Mars 2004
- ❖ Google (site web)
- ❖ Memoires fin d'étude :
 1. Etude de diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Meftah (W.Blida) 2009
 2. Etude de protection de la ville de Sidi Ghiles (W.Tipaza) contre les inondations
 3. Dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de Thniet el Had W. Tissemsilt

Annexe

Annexe 1 :

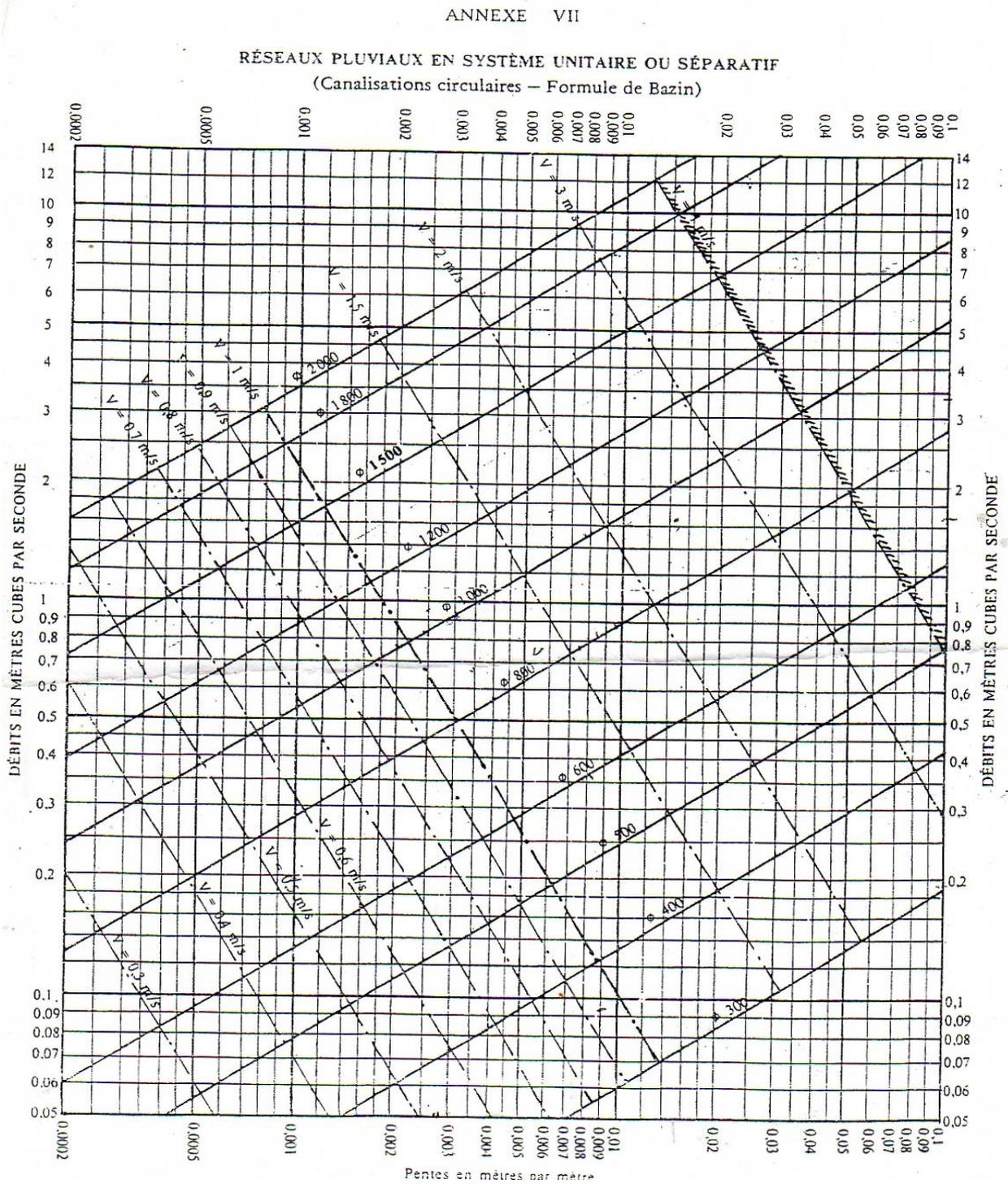


Figure 1: Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin)

Annexe 2 :

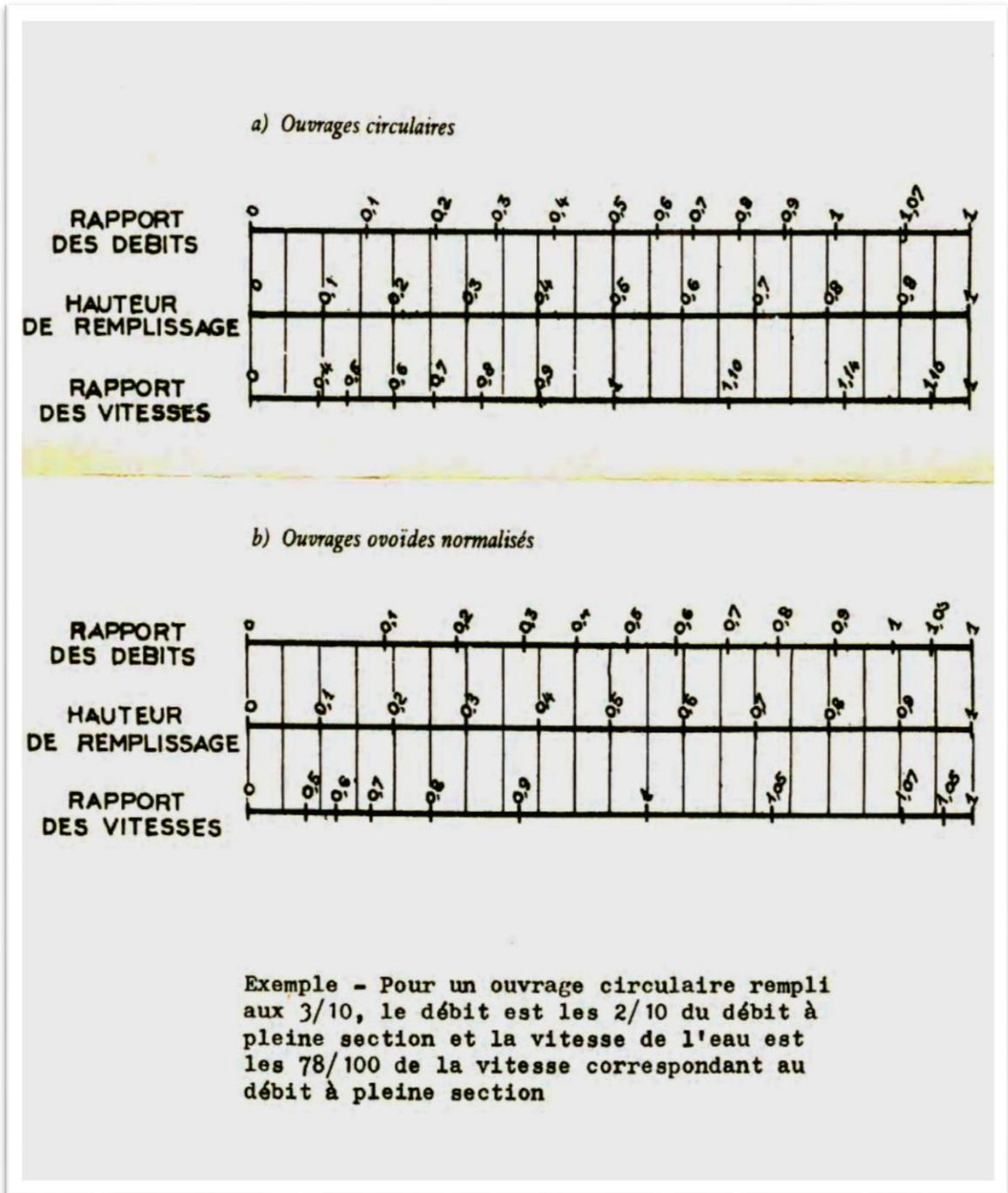


Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

Annexe 3 :

Référence	Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Jonction
0 004 0631	Tube PVC	63	2.0	A Joint
0 004 0751	Tube PVC	75	2.3	A Joint
0 004 0901	Tube PVC	90	2.8	A Joint
0 004 1101	Tube PVC	110	3.2	A Joint
0 004 1251	Tube PVC	125	3.7	A Joint
0 004 1601	Tube PVC	160	4.0	A Joint
0 004 2001	Tube PVC	200	4.9	A Joint
0 004 2501	Tube PVC	250	6.2	A Joint
0 004 3151	Tube PVC	315	7.7	A Joint
0 004 4001	Tube PVC	400	9.8	A Joint
0 004 5001	Tube PVC	500	12.3	A Joint
0 004 6301	Tube PVC	630	15.4	A Joint

Figure 3 : Diamètre normalisé des conduites en PVC PN6

Annexe 4 :

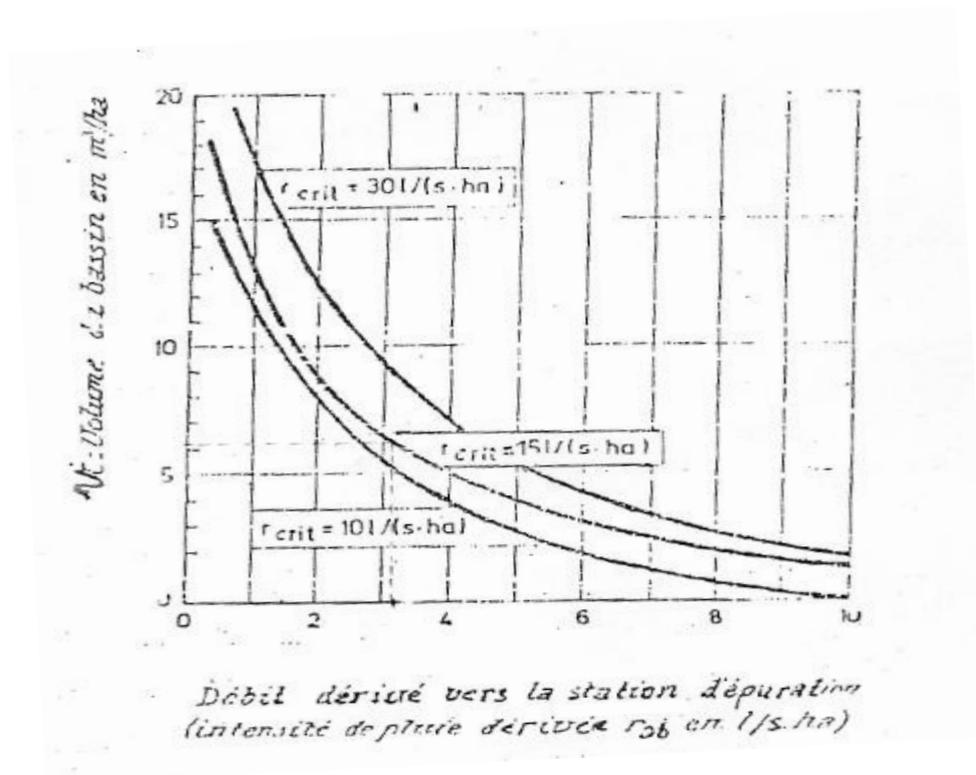


Figure 4 : abaque de dimensionnement pour les bassins à déversoir de pluie

Annexe 5 : états des regards

Description	Illustration
<p data-bbox="478 286 619 318">12-7-2016</p> <p data-bbox="478 322 619 353">Regard N°1</p> <p data-bbox="201 389 443 421">Localité : ELBORG</p> <p data-bbox="201 456 443 488">Profondeur : 1.60 m</p> <p data-bbox="201 524 558 555">Diamètre d'entrée : Ø400 PVC</p> <p data-bbox="201 560 574 591">Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p data-bbox="201 627 376 658">Observations :</p> <ul data-bbox="252 663 896 797" style="list-style-type: none"><li data-bbox="252 663 504 694">• Tampon en fonte<li data-bbox="252 698 395 730">• bon état<li data-bbox="252 734 896 797">• ce regard est un regard de tête qui déverse au regard n°2 du collecteur principale Ø400 PVC	 
<p data-bbox="478 1008 619 1039">12-7-2016</p> <p data-bbox="478 1043 619 1075">Regard N°2</p> <p data-bbox="201 1075 443 1106">Localité : ELBORG</p> <p data-bbox="201 1142 443 1173">Profondeur : 1.5 m</p> <p data-bbox="201 1178 558 1209">Diamètre d'entrée : Ø400 PVC</p> <p data-bbox="201 1214 574 1245">Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p data-bbox="201 1281 376 1312">Observations :</p> <ul data-bbox="252 1317 632 1415" style="list-style-type: none"><li data-bbox="252 1317 504 1348">• Tampon en fonte<li data-bbox="252 1352 632 1384">• Présence de quelque déchets<li data-bbox="252 1388 437 1420">• Etat moyen	 
<p data-bbox="478 1702 619 1733">12-7-2016</p> <p data-bbox="478 1738 619 1769">Regard N°3</p> <p data-bbox="201 1769 443 1800">Localité : ELBORG</p> <p data-bbox="201 1836 443 1868">Profondeur : 1.73 m</p> <p data-bbox="201 1872 558 1904">Diamètre d'entrée : Ø400 PVC</p> <p data-bbox="201 1908 574 1939">Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p data-bbox="201 1975 376 2007">Observations :</p> <ul data-bbox="252 2011 475 2042" style="list-style-type: none"><li data-bbox="252 2011 475 2042">• Regard enterré	

<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°4</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.97 m Diamètre d'entrée : Ø400 PVC Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Regard enterré 	
<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°5</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.50m Diamètre d'entrée : Ø400 PVC Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence des branchements • bon état 	 
<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°6</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : -----</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 PVC Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Regard enterré 	

<p style="text-align: right;">12-7-2016 Regard N°7</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée : 1.4 m Profondeur de sortie : 1.45 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 PVC Diamètre de sortie : Ø400 PVC</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Etat moyen 	 
<p style="text-align: right;">12-7-2016 Regard N°8</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée 1 : 1.75m Profondeur d'entrée 2 : 1.85m Profondeur de sortie : 1.85m</p> <p>Diamètre d'entrée 1 : Ø400 PVC Diamètre d'entrée 2 : Ø400 BA Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Etat moyen • Préséance de quelque déches 	 
<p style="text-align: right;">12-7-2016 Regard N°9</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.7 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 BA Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Difficile à ouvrir 	

<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°10</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.6 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 BA</p> <p>Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Difficile à ouvrir 	 
<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°11</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.25 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 BA</p> <p>Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence de déchets • Existence des branchements • obstrué • Mauvaise Etat 	 
<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°12</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.1 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 BA</p> <p>Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Colmaté • Mauvais état 	 

<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°13</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.2m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Colmaté à 60 % • Présence des déchets • Mauvais état 	 
<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°14</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.1 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • Ecoulement faible • Existence des branchements 	 
<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°15</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.15 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Colmaté • Présence des déchets • Mauvais état • Absence d'écoulement 	 

<p style="text-align: center;">12-7-2016 Regard N°16</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.00 m Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • Mauvais état 	 
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°17</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée 1 : 1.50m Profondeur d'entrée 2 : 1.20m Profondeur de sortie : 1.50m</p> <p>Diamètre d'entrée1 : Ø400 BA Diamètre d'entrée2 : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Etat moyen • Faible écoulement 	 
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°18</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.25 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence des branchements • faible écoulement • Etat moyen 	 

<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°19</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.25 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • moyen état 	 
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°20</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.25m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • moyen état • écoulement faible • Existence des branchements 	 
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°21</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Enterré (goudronné) 	

<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°22</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.20 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Mauvais état • Présence des déchets • Colmaté 	 
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°23</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.10 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets 	 
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°24</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.1 m</p> <p>Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Moyen état • Faible écoulement 	 

<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°25</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.1 m</p> <p>Diamètre d'entrée 1 : Ø400 BA Diamètre d'entrée 2 : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Enterré 	
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°26</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.3 m</p> <p>Diamètre d'entrée 1 : Ø400 BA Diamètre d'entrée 2 : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon fissuré • enterrée 	
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°27</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.20 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Moyen état • D'écoulement faible • Présence des branchements 	
<p style="text-align: center;">18-7-2016 Regard N°28</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.20 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p>	

<p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Mauvais état • Faible écoulement • Existence des branchements 	
<p>18-7-2016 Regard N°29</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.15 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • mauvais état • Existence des branchements • Présence des déchets • faible écoulement 	 
<p>18-7-2016 Regard N°30</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.10 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Mauvais état • Ecoulement faible • Existence des bronchements 	 
<p>18-7-2016 Regard N°31</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.05 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p>	

<p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Mauvais état • Existence des branchements • Colmaté 	
<p>18-7-2016 Regard N°32</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA</p> <p>Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Enterré 	
<p>18-7-2016 Regard N°33</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.00m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA</p> <p>Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • Mauvais état • Faible écoulement 	 
<p>18-7-2016 Regard N°34</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.05m</p> <p>Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • Absence d'échelle • Mauvais état 	

<ul style="list-style-type: none"> • Existence des branchements • Colmaté 	
<p>18-7-2016 Regard N°35</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.05m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Moyen état • faible écoulement • Existence des branchements • Existe des fissurations 	 
<p>18-7-2016 Regard N°36</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.00 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • Existence des branchements • Mauvais état • Absence d'échelle 	 
<p>18-7-2016 Regard N°37</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.00m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p>	 

<p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence des déchets • moyen état • faible écoulement • Existence des branchements 	
<p style="text-align: right;">Regard N°38</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 0.9m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • colmaté 100% • Présence des déchets • Mauvais état • pas d'écoulement 	 
<p style="text-align: right;">18-7-2016 Regard N°39</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : ...</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • présence des déchets • colmaté 100% • Mauvais état 	 
<p style="text-align: right;">18-7-2016 Regard N°40</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte 	

<ul style="list-style-type: none"> • Mauvais état • Existence des branchements • faible écoulement • en charge 	
<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°41</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 1.15 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence des déchets • Mauvais état 	 
<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°42</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée 1 : 2.30m Profondeur d'entrée 2 : 1.50m Profondeur de sortie : 2.30m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Mauvais état • Existence des branchements • Absence d'échelle • Présence des déchets 	 
<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°43</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø300 BA</p>	

<p>Diamètre de sortie : Ø300 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle de béton 	
<p>23-7-2016 Regard N°44</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 3.00 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Absence d'échelle • Bon état • Existe deux conduites à l'amont de regard 500mm et 800mm en béton 	 
<p>23-7-2016 Regard N°45</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 3.10 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence d'échelle • Bon état 	 
<p>23-7-2016 Regard N°46</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.60 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p>	

Observations :

- Tampon en fonte
- Existence d'échelle
- Présence deux branchements
- Moyen état



23-7-2016
Regard N°47

Localité : ELBORG

Profondeur : 2 m

Diamètre d'entrée : Ø800 BA
Diamètre de sortie : Ø800 BA

Observations :

- Tampon en fonte
- Existence d'échelle
- Présence des branchements
- Moyen état



23-7-2016
Regard N°48

Localité : ELBORG

Profondeur : 2.50m

Diamètre d'entrée : Ø800 BA
Diamètre de sortie : Ø800 BA

Observations :

- Tampon en fonte
- Existence d'échelle
- Présence des déchets
- Moyen état



<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°49</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.5 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Difficile à ouvrir 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°50</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur:2.5 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Difficile à ouvrir 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°51</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.70 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence d'échelle • Existence des branchements • Faible écoulement 	

<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°52</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 3.00 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence d'échelle • Etat moyen 	 
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°53</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : ...</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø400 BA Diamètre de sortie : Ø400 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • goudronné 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°54</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée :</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton • Fermé 	

<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°55</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée : ...</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton • Fermé 	
<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°56</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée :</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton • Fermé 	
<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°57</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée :</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton • Fermé 	
<p style="text-align: right;">23-7-2016 Regard N°58</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :</p> <p>Diamètre d'entrée :</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton • Fermé 	

<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°59</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : ...</p> <p>Diamètre d'entrée :</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • enterré • Réalisé par les citoyennes 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°60</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée : ...</p> <p>Diamètre d'entrée : ...</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dalle en béton • Réalisé par les citoyennes 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°61</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :...</p> <p>Diamètre d'entrée : ...</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Enterré 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°62</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur :...</p> <p>Diamètre d'entrée : ...</p> <p>Diamètre de sortie : ...</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Enterré 	

<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°63</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : plain d'eau</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Présence d'échelle • En charge 	 
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°64</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée : 3.10 m Profondeur de sortie : 3.00 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Absence d'échelle • moyen état • écoulement faible • Existence des branchements 	 
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°65</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.40 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Absence du Tampon • Absence d'échelle • moyen état • écoulement faible • Existence des branchements 	 

<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°66</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.30 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence des branchements • Moyen état 	 
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°67</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.90 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Bon état • écoulement rapide 	 
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°68</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 2.00 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Bon état 	 

<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N° (avant rejet)</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée : 3 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 pvc annulée Diamètre de sortie : Ø800 pvc annulée</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • bon état • Ecoulement rapide 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°69</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 3.40 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Mauvais état • d'écoulement faible • Existence des branchements 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°70</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur d'entrée : 3.60 m Profondeur de sortie : 3.70 m</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Existence d'échelle • d'écoulement faible 	

<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°71</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : difficile à ouvrir</p> <p>Diamètre d'entrée : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • Difficile à ouvrir 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°72</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 3.6 m</p> <p>Diamètre d'entrée : 800 mm BA Diamètre de sortie : 800 mm BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Enterré 	
<p style="text-align: center;">23-7-2016 Regard N°73</p> <p>Localité : ELBORG</p> <p>Profondeur : 3.85 m</p> <p>Diamètre d'entrée 1 : Ø800 BA Diamètre d'entrée 2 : Ø800 BA Diamètre de sortie : Ø800 BA</p> <p>Observations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tampon en fonte • écoulement moyen • bon état 	 