

**Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila**



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique**

**MEMOIRE
Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER**

**FILIERE : Hydraulique
Option : Hydraulique urbaine**

THEME

**Etude comparative de conception et de
dimensionnement d'un réseau
d'assainissement de la partie Nord-Est de la
nouvelle ville de M'sila**

**Dirigé par :
M^r. SAHLI. Y.**

**Présenté par :
- BOURAS Dalal
- ATAMENIA Ahlam**

ISSAAD AZOUZ	Université de M'sila	Président
MERZOUK ABELKACEM	Université de M'sila	Examineur
GHADBANE MESSAOUD	Université de M'sila	Examineur

Promotion : 2017/2018

**Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila**



Faculté de technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER**

**FILIERE : Hydraulique
Option : Hydraulique urbaine**

THEME

**Etude comparative de conception et de
dimensionnement d'un réseau
d'assainissement de la partie Nord-Est de la
nouvelle ville de M'sila**

**Dirigé par :
M^r. SAHLI. Y.**

**Présenté par :
- BOURAS Dalal
- ATAMENIA Ahlam**

ISSAAD AZOUZ	Université de M'sila	Président
MERZOUK ABELKACEM	Université de M'sila	Examineur
GHADBANE MESSAOUD	Université de M'sila	Examineur

Promotion : 2017/2018

SOMMAIRE

-INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique de M'SILA	3
I.3. Situation géographique de la zone d'étude :	3
I.4. Situation topographique de la zone :	4
I.5. Equipement existant	4
I.6. Structure géologique	5
I.7. Structure Séismicité.....	5
I.8. donnée climatiques.....	5
I.8.1. température	5
I.8.2. La pluviométrie	6
I.8.3. Les vents	6
I.8.4. L'humidité	6
I.9. Situation démographique.....	7
I.10. Situation hydraulique.....	7
I.11. Conclusion	7

CHAPITRE II : Etude hydrologique

II.1. Introduction	9
II.2. Choix de la période de retour.....	9
II.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	9
II.3.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	10
II.3.2. Calcul des paramètres de la loi choisie.....	13
II.4. Calcul de l'intensité de pluie de 15min de durée et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	19
II.5. Interprétation des graphes (II.1 et II.2)	19
II.6. Conclusion.....	20

CHAPITRE III : Notions et calculs de base

III.1. Introduction	22
III.2. Situation démographique	22
III.3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	22
III.4. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	23
III.4.1. Systèmes fondamentaux	23
III.5. Choix du système d'évacuation	25
III.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation	25
III.7. Choix du découpage des sous bassins	25
III.8. Principe du tracé du réseau	26
III.9. Choix du coefficient de ruissellement	26
III.10. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	27
III.10.1. Coefficient de ruissellement pondéré.....	27
III.10.2. Calcul de la densité partielle.....	27
III.10.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin	27
III.12. Conclusion	29

CHAPITRE IV : Evaluation des débits à évacuer

IV.1. Introduction.....	31
IV.2. Evaluation des débits des eaux usées	31
IV.2.1. Nature des eaux usées à évacuer	31
IV.2.2. Estimation des débits des eaux usées	31
IV.3. Evaluation des débits des eaux pluviales	35
IV.3.1. Méthode rationnelle	35
IV.3.2. Méthode superficielle	36
IV.4. Calcul des débits pluviaux	38
IV.4.1. Calcul des coefficients a (f) et b (f)	38
IV.4.2. Coefficient d'allongement	40
IV.4.3. Pente moyenne.....	40
IV.5. Conclusion	44

CHAPITRE V : Conception et dimensionnement du réseau d'assainissement

V.1. Introduction :	46
V.2. Conception du réseau d'assainissement	46
V.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement	46
V.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	46
V.3.2. Mode de calcul	47
V.4. Conclusion.....	52

Chapitre VI : Devis quantitatif et estimatif

VI.1. Introduction.....	54
VI.2. Emplacement des canalisations	54
VI.3. Exécution des travaux	54
VI.3.1. Emplacement des jalons des piquets (piquetage)	54
VI.3.2. Exécution des tranchées pour les regards	55
VI.3.3. Aménagement du lit de sable	56
VI.3.4. Pose des canalisations en tranchées	56
VI.3.5. Assemblage des conduites	57
VI.4. Exécution des regards	57
VI.5. Remblai des tranchées	58
VI.6. Devis quantitatif et estimatif.....	58
VI.6.1. Devis quantitatif et estimative des conduites	59
VI.6.2. Devis quantitatif et estimative des déblais des tranchées	59
VI.6.3. Devis quantitatif et estimative du lit de sable.....	62
VI.6.4. Devis quantitatif et estimative du remblai.....	64
VI.6.2. Devis quantitatif et estimative des regards	66
VI.7. Conclusion	74

-CONCLUSION GENERALE

-BIBLIOGRAPHIE

- ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I. 1 : Température moyenne mensuelles.....	6
Tableau I. 2: la précipitation mensuelle	6
Tableau I. 3: vitesse mensuelle du vent	6
Tableau I. 4:l'humidité mensuelle	6
Tableau I. 5: Evaluation de la population de zone d'étude Nord-Ouest	7

Chapitre II :

Tableau II.1: précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de CHELLAL	10
Tableau II.2:Caractéristiques de la série.....	11
Tableau II.3: Les différentes lois d'ajustement	12
Tableau II. 4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	15
Tableau II. 5: Caractéristiques de l'échantillon	15
Tableau II. 6: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	18

Chapitre III :

Tableau III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul	22
Tableau III.2 :Coefficients de ruissellement en fonction de la pente du thalweg principal du BV	26
Tableau III. 3: Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de sol	26
Tableau III. 4: Coefficients de ruissellement en fonction de la couverture végétale	26
Tableau III.5:Coefficient de ruissellement et Nombre d'habitant de chaque sous bassin.....	28

Chapitre IV :

Tableau IV. 1: Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin	33
Tableau IV. 2: Evaluationdes débits de pointes d'eaux usées	34
Tableau IV. 3: Domaines de validité de la méthode de caquot.....	38
Tableau IV.4 : Les avantages et les inconvénients de chaque méthode.....	38
Tableau IV. 5: Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin	40
Tableau IV.6 : Débits de pointe des eaux pluviales par méthode rationnelle	41
Tableau IV. 7: Débits de pointe des eaux pluviales par méthode superficielle	42
Tableau IV. 8: comparative des débit entre deux méthode	43

Chapitre V :

Tableau V. 1: paramètres hydraulique des tronçons par méthode rationnelle.....	48
Tableau V. 2: paramètres hydraulique des tronçons par méthode superficielle	49
Tableau V. 3: comparative des diamètres entre deux méthode	51

Chapitre VI :

Tableau VI.1: Devis quantitatif et estimative des conduites(Diamètres de la méthode Rationnelle)	59
Tableau VI.2: Devis quantitatif et estimative des conduites (Diamètres de la méthode de superficielle(caquot)).....	59
Tableau VI.3: Devis quantitatif et estimatif des déblais de tranchées (Diamètres de la méthode rationnelle)	60
Tableau VI.4: Devis quantitatif et estimatif des déblais des tranchées (Conduites de la méthode superficielle dite de Caquot)	61
Tableau VI.5: Devis quantitatif et estimatif du lit de sable (Conduite de la méthode rationnelle)	62
Tableau VI.6: Devis quantitatif et estimative du lit de sable (conduites de la méthode superficielle dite de Caquot)	63
Tableau VI.7: Devis quantitatif et estimatif du remblai (Conduites de la méthode rationnelle).....	64
TableauVI.8: Devis quantitatif et estimative du remblai par la méthode superficielle(Conduites de la méthode superficielle (Caquot))	65
Tableau VI.9: Devis quantitatif et estimatifs des regards relatifs aux diamètres de la méthode rationnelle	66
Tableau VI.10: Devis quantitatif et estimatifs des regards relatif aux diamètres de la méthode superficielle (caquot)	69
Tableau VI.11: Devis quantitatif et estimative global des résultats de la méthode Rationnelle	72
Tableau VI.12: Devis quantitatif et estimative global des résultats de la méthode superficielle (Caquot).....	73

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I. 1: Plan de situation de la Ville de M'sila	3
Figure I. 2: Plan de situation de la Zone D'étude (zone d'extension nord-est)	4
Figure I. 3: l'état de sismique en Algérie	5

Chapitre II :

Figure II. 1:Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	16
Figure II. 2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	18

Chapitre III :

Figure III. 1: système séparatif	23
Figure III. 2: réseau unitaire	24
Figure III. 3 : réseau pseudo- séparatif	24

Chapitre V :

Figure V.1: schéma de réseau d'assainissement de la zone d'étude.....	
---	--

Chapitre VI :

Figure VI. 1: Pelle retro (excavation de la tranchée)	55
Figure VI. 2: Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite	56
Figure VI. 3 : pose de la canalisation.....	57

ملخص:

التصميم الجيد و التحجيم لشبكات الصرف الصحي هو هدفنا الرئيسي. للقيام بذلك استخدمنا طريقتين أعطتنا نتائج مختلفة.

المطلب هو معرفة كيفية الاختيار من اجل تجنب زيادة الأبعاد و أبعاد شبكات الصرف الصحي و الاستجابة فقط لمبدأ الدراسة التقنية و الاقتصادية.

الكلمات المفتاحية: تصميم – تحجيم – مياه مستعملة – مياه الأمطار .

Résumé :

Une bonne conception et dimensionnement du réseau d'assainissement est notre objectif principal. Pour le faire nous avons utilisé deux méthodes qui nous ont donnés des résultats différents. L'objectif est de savoir choisir à fin d'éviter le sur dimensionnement et le sur dimensionnement des réseaux d'assainissement et en répondant seulement au principe d'étude technico-économique.

Les mos clés: conception-dimensionnement-eaux usée-eaux pluvial-méthodes de calcul.

Abstract :

Good design and Sizing of the seeding networks is our main objective ,to do that we used two methds that gave us differents results .The objective is to know to choose in order to avoid the over-dimensioning and the dimensionment of networks settling and by answering only the principle of technico-economic study.

The key words: dising -sizing - waste water –rainwater- calculation methods.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
(قُلْ أَعْمَلُوا فِى سَبِيلِ اللَّهِ وَعَلَيْكُمْ وَاللَّهُ عَزِيزٌ ذُو
الْحِكْمِ)
وَقَالَ صَلَّى اللَّهُ عَلَيْهِ وَسَلَّمَ: [مَنْ لَمْ يَشْكُرِ النَّاسَ لَمْ يَشْكُرِ اللَّهَ]

Remerciement

D'abord nous remercions Allah tout de nous avoir réconciliés dans ce travail modeste, et au prophète de la miséricorde et de la lumière des mondes.

Au terme de cette modeste étude, nous tiens à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à Mr. SAHLY pour avoir contribué à l'élaboration de cette présentation de mémoire et à notre formation durant les années études. Nous remercions également tous nos professeurs et, qu'ils nous ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail, aussi nous remercions le bureau d'étude LOUKAL.MJLOUDE (ABED ELSAMADE, et ABED ELWAHABE) et DJEW (MAHDAWI. N) de M'sila pour notre aide le mémoire. Aussi, nous nous permettons d'exprimer tout notre respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Dalal et ahlam

Dédicaces

Dédicaces

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

Ma mère mbaraka

Mon père rachid

Mon grand-mère.

Mon grand-père

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

Je le dédie également à Mes frères et mes sœurs :

(samir, djamel, samel, wissem, abdelhake, salahe, karima, sama,

...) et les poussins (bassim, dodo, merim, yasmine

,...) et toute la famille atamnia de près ou de loin.

Mon amie dalal.

Toutes mes amies hydraulique urbaine, technologie et notre amis dans autre faculté.

ahlam

Dédicaces

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

Ma mère dahkala et hadda.

Mon père moussa et mabroke.

Mon couple saleh.

Mon grandes mères (zehra , hafsa, yamina).

Mon grand père (ali , brahime).

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

Je le dédie également à Mes frères et mes sœurs : famille I: (samir, hamida, samra, miloude, adam, wallide, sae de, mohammed, rahma, saliha, nassima, ...) et les poussins (hiba et anesse, maya, amar, ...) famille II : (hicham ,kamal, khair eddin, laide, lyazide) et tous les famille BOURAS de près ou de loin.

Mon amie Ahlam. Toutes mes amies hydraulique urbaine, technologie et notre amis dans autre faculté.

dalal

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale:

Dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, •
l'assainissement et l'alimentation en eau potable.

Les réseaux d'assainissement sont conçus pour évacuer vers les cours d'eau naturelles, les eaux usées d'origine domestique, d'origine industrielle et les eaux de pluie.

L'évacuation des eaux usées domestique est indispensable pour des raisons d'hygiène et pour réduire la pollution dans les agglomérations.

L'évacuation des eaux de pluie permet de diminuer le risque d'inondation des agglomérations menacée par les pluies torrentielles.

La ville de M'sila est caractérisée par des extensions en matière d'urbanisme dans tous les cotés, et La partie concernée par une grande extension est la zone Nord-Ouest du chef lieu de la wilaya, cette partie est croissance démographique remarquable comme toutes les villes d'Algérie, cela a obligé les autorités à procéder à l'extension des zones urbaines.

C'est cette partie d'extension qui est prise en charge par notre étude d'assainissement.

L'objectif de notre travail est de proposer un système d'assainissement des eaux pluviales et usées de la zone d'étude, et étude comparative de conception et dimensionnement du réseau par deux méthodes (Rationnelle et Caquot) avec tous les calculs hydrauliques nécessaires afin d'assurer un fonctionnement hydraulique sans défaillances à court et à long terme.

Notre étude est répartie en chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain jusqu'à l'horizon 2043.

Notre étude sera répartie comme suit :

- ❖ Description de la zone d'étude qui sera consacrée à situation géographique, inventaire des établissements existant dans la zone d'étude et d'autres informations utiles à notre étude ;
- ❖ Une étude hydrologique pour connaître l'intensité moyenne de la pluie dans notre région d'étude.
- ❖ l'estimation de la population afin d'aboutir à la détermination des débits d'eaux usées à acheminer vers la station d'épuration.
- ❖ la quantification du débit (eaux usées et eaux pluviales) à évacuer.
- ❖ Procéder au dimensionnement du réseau d'assainissement à projeter en tenant compte des débits calculés en comparant les résultats des deux méthodes.
- ❖ Enfin, établir un devis quantitatif et estimatif du projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction :

Pour un projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet.

la présentation de l'agglomération ainsi que l'aménagement effectué est un volet important pour le futur choix de la variante d'assainissement à projet.

I.2. Situation géographique de la ville de M'sila :

La commune de M'sila est située à Nord-Ouest dans le bassin chott Hodna, la cote de Nord limiter par la montagne Hodna, au Sud chott Hodna. C'est une point intersection a route national 40, et route notionnel 45 et cours d'eau (Oued Ksob).

- Au nord : par Willaya de BBA.
- Au sud: par la commune de Ouled Madhi.
- À l'est: par la commune de Mtarfa + Souama.
- À l'ouest : par la commune de Oued Mansour.

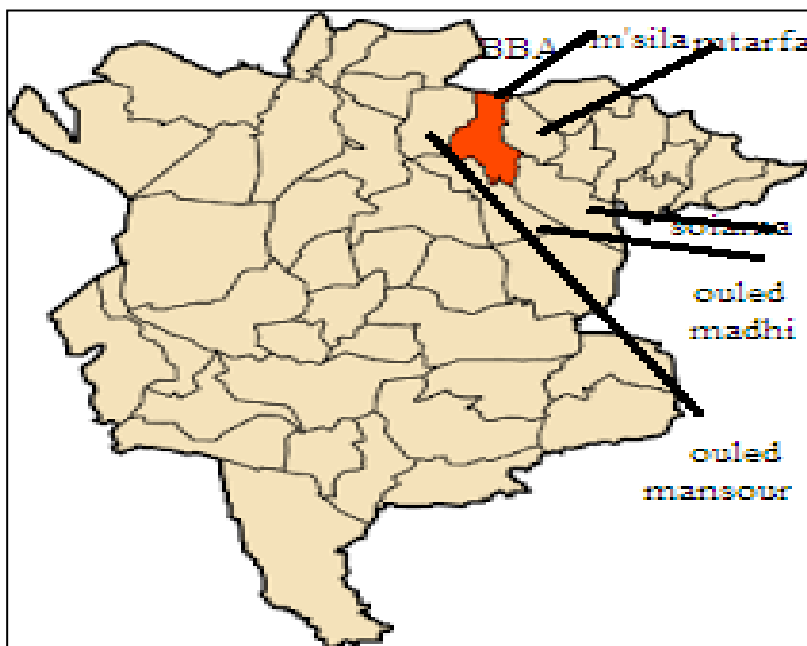


Figure I. 1: Plan de situation de la Ville de M'sila

I.3. Situation géographique de la zone d'étude :

La zone d'étude est une partie de la nouvelle ville de M'sila située au Nord-Est de la nouvelle ville de M'sila avec une superficie de 64.30 ha.

Cette zone est délimitée par la voie ferrée du côté Sud, la cité universitaire du côté Est, cité d'habitation collective du côté Ouest et par les terrains vierges du côté Nord.

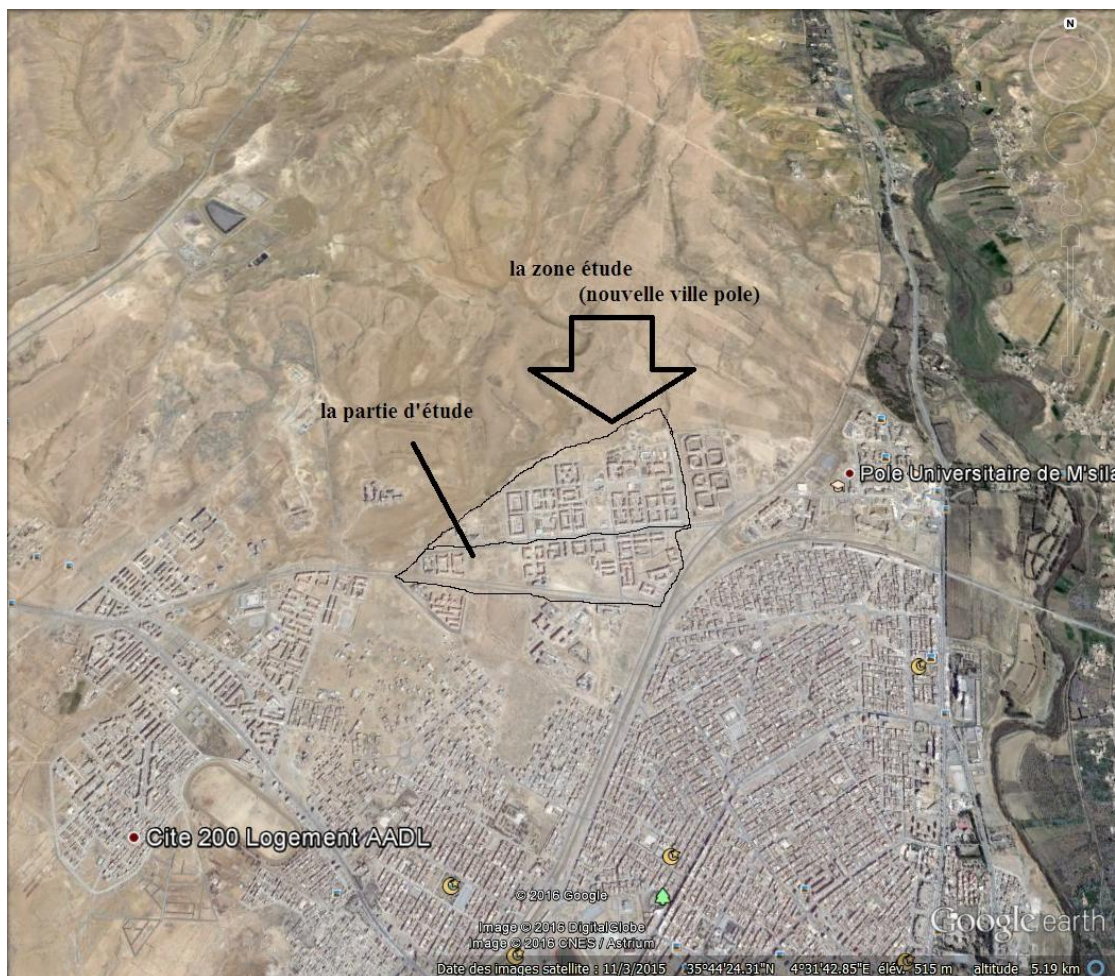


Figure I.2: Plan de situation de la Zone D'étude (zone d'extension Nord-Est).

I.4. Situation topographique de la zone :

La zone d'étude est caractérisée par une nature géographique semi-plate et une pente faible qui varie entre 0 à 5% et une altitude comprise entre 504-498 m au-dessus du niveau de la mer.

I.5. Equipement existant :

Les équipements actuels encore dans notre zone d'étude sont:

- 03 écoles primaires.
- Centre commercial.
- Salle de sport.

I.6. structure géologique :

La géologie étudie la nature du sol. Elle nous permettra l'étude des sols traversés, ce qui sera capital pour déterminer le mode de réalisation des tranchées et les moyens péculniaires et matériels à utiliser, Parmi les structures géologiques les plus importantes dans cette région.[1]

I.7. structure sismique:

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

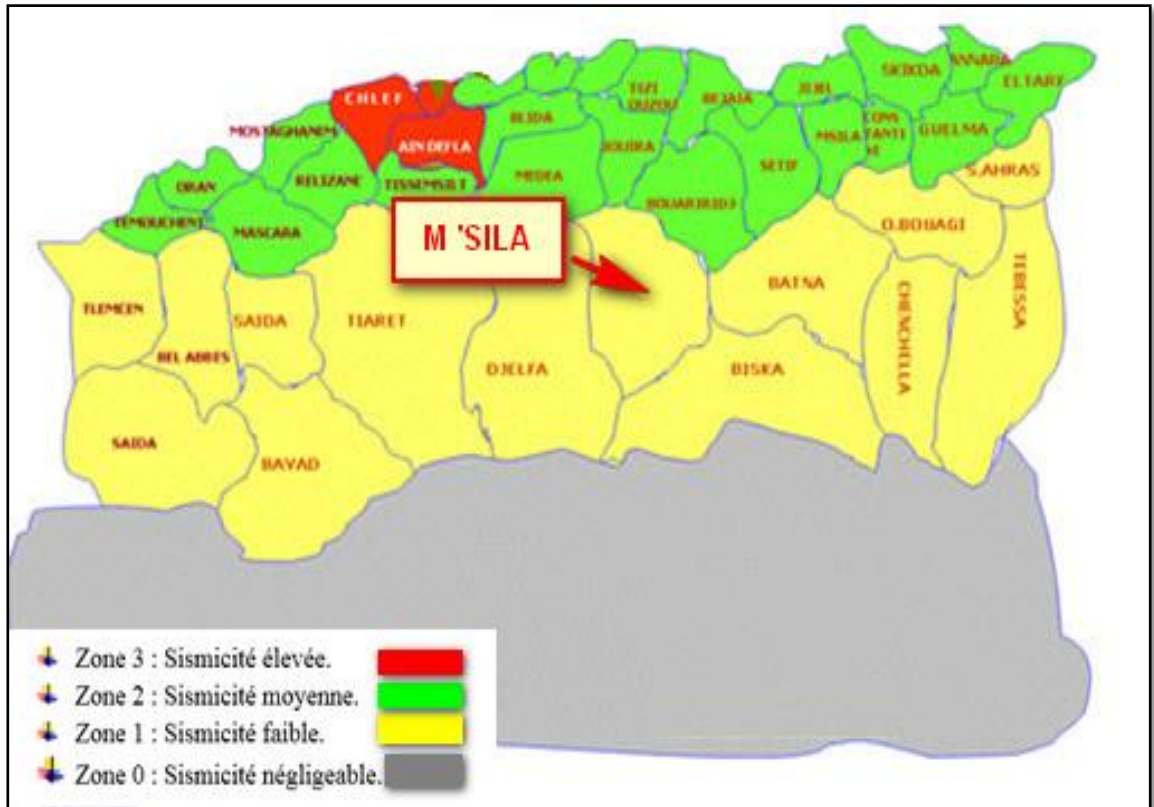


Figure I. 3: l'état de sismité en Algérie [1]

I.8. Données Climatiques :

La qualité environnement dans la ville de M'sila est sous l'influence (directe et indirecte) du contexte climatique et environnementale.

I.8.1. Température :

Le climat de la M'sila est un semi-aride qui est caractérisé par un été très chaud et sec et un hiver froid et sec. En réalité le climat de la ville de M'sila se trouve incessamment permis aux perturbations qui affectent le bassin accidentel de la méditerranée.

Tableau I.1: Température moyenne mensuelles. [1]

Mois	Jan	fév	Mars	avril	Mai	juin	juil.	aout	sep	oct.	nov	déc
Max C°	12.3	14.3	17.2	22	30.7	38.1	40	39.4	35.1	27.3	18.1	10.1
Min C°	4.6	7.4	8.2	10.5	10	11.8	18.2	16.1	12.1	8.5	9.7	7.8
Moy C°	8.45	10.8	12.7	12.5	20.3	24.9	29.1	27.7	23.6	17.9	13.9	8.95

I.8.2. La pluviométrie :

La pluviométrie est une donnée indispensable pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement qui a pour but d'éviter les inondations provoquées par les eaux d'orage.

Tableau I.1: la précipitation mensuelle. [1]

Moins	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P (mm)	22.4	30.4	21.5	16	42.5	15.6	24.6	26.4	38	31.4	28.5	27.2

I.8.3. Les vents :

La direction du vent fréquemment la ville de M'sila est le nord-ouest et vers le nord-est. Tandis que l'été, nous trouvons les vents dominants en direction du sud.

Tableau I.2: vitesse mensuelle du vent. [1]

Mois	Jan.	fév	mars	avril	Mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
Vitesse (km/h)	11.2	13.1	14.3	15.8	14.4	11.6	9.63	8.95	8.95	7.36	10.4	11.4

I.8.4. La humidité :

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

Tableau I.3:l'humidité mensuelle .[1]

Mois	Jan	Fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc
Humidité (%)	68	69	62	61	50	40	32	38	44	56	63	63

I.9. Situation démographique :

L'élément de la population est le principal critère dans toute étude relative aux zones urbaines, économiques et sociales.

Tableau I.4: Evaluation de la population de zone d'étude Nord-Est [2]

Année	Nombre D'habitant	Taux D'accroissement
2018	10050	2.5
2043	18633	2.5

I.10. Situation hydraulique :*** Assainissement :**

Le réseau d'assainissement partie exécutée dans tout à fait nouvel et en bon état. La partie orientale dans la partie du nord du quartier souffre du manque du réseau complètement

I.11. Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, qui va nous servir au dimensionnement du réseau d'assainissement.

CHAPITRE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

II.3.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

a) Analyse des données statistiques :

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de STATION CHELLAL dont le code est : 050701, sur une période de fonctionnement de 1980 à 2005 qui a été fournie par l'ANRH d'M'sila.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de N=25 ans.

Tableau II.1: précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de CHELLAL.

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Pjmax	Pjannulle
1980 - 1981	16,3	0	18,6	11	0	12,5	2,6	4,6	1,9	3,6	8,3	3,4	18,6	82,3
1981 - 1982	7,4	6,8	0	8,9	3,8	4,6	9,5	17,4	19,9	0	0	0	19,9	78,3
1982 - 1983	2,8	15,6	17,9	1,3	0	5,3	0	16,3	3,5	3,8	0	27,2	27,2	93,7
1983 - 1984	0	0	1,3	1,4	13,1	2,4	4,7	5,9	6,4	4,2	0	5,9	13,3	45,3
1984 - 1985	0	7,2	11,3	0,7	15,5	15,6	9,4	5,9	5,3	2,3	1,5	0	15,6	74,7
1985 - 1986	10,4	9,3	9,1	11	5,3	3,4	10,8	7,5	0	14,4	0	4,3	14,4	85,2
1986 - 1987	4,3	6,9	5,8	7,8	12,4	6,7	9,9	8,9	6,2	6,5	3,9	7,9	12,4	87,2
1987 - 1988	0	12,9	21,5	4,2	3,8	0	4,8	24,5	17,8	18,3	0	0	24,5	107,8
1988 - 1989	0	3,8	9,4	5,3	0	4,6	0	4,8	6,8	12,5	0	7,2	12,5	54,4
1989 - 1990	22,4	14,2	6,9	6,9	9,3	0	9,7	20,2	26,4	5,7	9,2	0	26,4	130,9
1990 - 1991	8,9	0	8,6	9,5	0	6,2	22,9	0	20,3	0	0	0	22,9	76,4
1991 - 1992	6,6	27,8	14,7	6,9	9,5	5,6	9,9	4,5	16,5	4,3	18,2	0	27,8	124,5
1992 - 1993	5,6	0	5,6	0,5	0	11,5	1,3	3,9	14	1,4	0	0,4	14	44,2
1993 - 1994	20,1	0	19,3	15	3,8	3,9	3,5	0	0	0	0	0	20,1	65,1
1994 - 1995	12,5	6,9	1,7	2,8	14,2	0,4	24,6	4,5	0	3,9	0	0	24,6	71,5
1995 - 1996	6,7	1,2	2,6	12	22,7	10,1	16,8	17,1	26,7	31,4	21,8	10,5	31,4	179,7
1996 - 1997	8	11	4	4,3	10	10,7	2,5	5,3	11	16,9	28,5	9	28,5	120,7
1997 - 1998	17	2,9	2,5	11	13,2	10,7	15,7	16,8	38	23,1	13,7	2,6	37,7	204,4
1998 - 1999	12,5	1,2	13,1	6,8	11,42	3,4	3,4	7	3,3	3,5	0	13,1	13,1	33,7
1999 - 2000	17,5	30,4	8,5	15	0	0	4,9	1,7	30,4	5,9	0	4,3	30,4	118,7
2000 - 2001	9	6,7	3,4	8,9	29	4	2,1	10,5	10,6	0	0	1,7	29	85,9
2001 - 2002	10,9	12,5	6,6	6,9	2,7	0	2,4	2,6	2,7	7,9	1,8	3,3	12,5	60,3
2002 - 2003	7,9	6,3	5,4	6,8	42,5	7,4	1,3	5,1	9,3	9,1	1,9	0	42,5	103
2003 - 2004	11,2	22,6	13,1	11	0	1,7	13,1	26,4	29	7,1	4,5	8,9	29	148,2
2004 - 2005	12,6	8,1	14	16	8	10,3	11,9	3,5	0	6,7	5,6	1,9	15,6	98,2

- Les caractéristiques de cette série sont :

Tableau II.2: Caractéristiques de la série avec N=25ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=25} X_i$	563.9 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=25} X_i}{n}$	22.56mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n \leq 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{25} (X_i - 22.56)^2}{25 - 1}} \right]$	8.42mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.37
L'exposant climatique :	$b=0.33$	

Il est donné par l'A.N.R.H de M'sila **b = 0,33**

b) Choix de la loi d'ajustement :

Tableau II.3: Les différentes lois d'ajustement.[4]

L	Fonction de densité de probabilité
Exponentielle	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left\{-\frac{x-m}{\alpha}\right\}$
GEV	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{1/k-1} \exp\left\{-\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{1/k}\right\}$
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}$
Log-Normal 2	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\}$
Log-Normal 3	$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{[\ln(x-m) - \mu]^2}{2\sigma^2}\right\}$
Weibull	$f(x) = \frac{c}{\alpha} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{c-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^c\right]$
Gamma	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} e^{-\alpha x}$

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- **Loi de GUMBEL.**
- **loi de GALTON ou loi log normale2.**

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonné à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de « x_0 » peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.[3]
- **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :**

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0.78 \times \sigma_x \Rightarrow \frac{1}{\alpha} = 0.78 \times 8,42 = 6,56 \text{ mm}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n=25} y}{n} = \frac{14.15}{25} = 0,56 \text{ mm}$$

x_0 : Représente l'ordonnée à l'origine :

$$x_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha} \right) \bar{y}$$

$$x_0 = 22.56 - 6.56 * 0.56$$

$$\Rightarrow x_0 = 18.88 \text{ mm.}$$

Donc : la droite de GUMBEL devient :

$$x = 6.56 y + 18.88$$

D'ou :

$$P_{max}(P\%) = 6.56 y + 18.88$$

- **Coefficient de corrélation :**

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n=25} (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} = 0.98$$

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL : (Voir graphe II.1).

La variable réduite est égale à :

$$y = - \ln (- \ln F(90\%)) = 2,25$$

- **L'intervalle de confiance du quantile :**

$$P_{\max, 10\%} \Rightarrow p [26.6 < 33.5 < 40.4] = 95\%$$

- **Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :**

GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations : 25

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	64.1	9.74	45-83.2
200	0.995	53.5	7.55	38.7-68.3
100	0.99	49	6.61	36-61.9
50	0.98	44.4	5.67	33.3-55.5
20	0.95	38.3	4.44	29.6-47
10	0.9	33.5	3.52	26.6-40.4
5	0.8	28.6	2.6	23.5-33.7
3	0.6667	24.7	1.96	20.8-28.5
2	0.5	21.2	1.55	18.1-24.2

Avec :

- **T** : période de retour (T=10ans).
- **Q** : probabilité au non dépassement.
- **XT** : précipitation maximale journalière.

Tableau II.5: Caractéristiques de l'échantillon.

Les Caractéristiques	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	12.4
Maximum	42.5
Moyenne	22.65
Ecart-type	8.42
Médiane	22.9
Coefficient de variation (Cv)	0.37
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.52

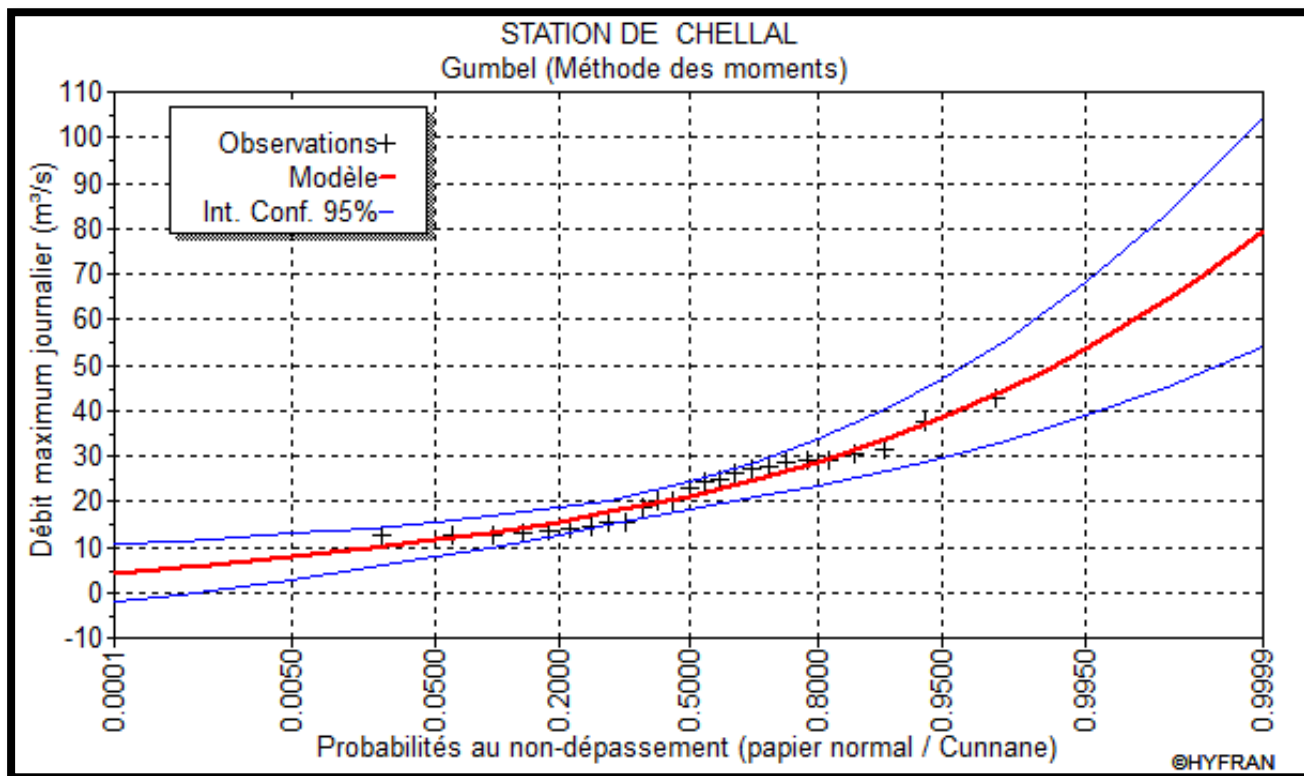


Figure II.1: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

B. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II. 8)$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

- **La variable réduite est de la forme :**

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots \dots \dots (II. 9)$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + \sigma \text{Log } u(p\%)$$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.[3]

▪ **Procédé d’ajustement :**

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et $\sigma_{Log x}$
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $Log \bar{x}$ et $\sigma_{Log x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton : $Log x = Log \bar{x} + u\sigma_{Log x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp \% = 10^{Log xp \%}$$

d’ou: $xp \% = 10^{Log \bar{x} + up \% \sigma_{Log x}} \dots \dots \dots (II. 10)$

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

$$Log \bar{x} = \frac{\sum_1^{25} Log x_i}{n} \Rightarrow Log \bar{x} = \frac{76.20}{25} \text{ donc : } Log \bar{x} = 3.05 \text{ mm}$$

Ainsi on aura :

$$\sigma_{Log x} = 0.38 \text{ mm}$$

▪ **L’équation totale devient :**

$$Log x = Log \bar{x} + u\sigma_{Log x}$$

Avec : $u = 1.96$

$$\Rightarrow Log x = 3.05 + 0.96 * 0.38$$

$$\Rightarrow Log x = 3.41$$

$$xp \% = 30.26$$

▪ **L’intervalle de confiance du quantile :**

- $P_{maxj} (10\%) : 27.3 < 34.2 < 41.2 = 95\%$ (voir tableau N.4)

▪ **Résultats de l’ajustement par la loi de Galton :**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d’observations : 25.

Quantiles :

- $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)
- $T = 1/ (1-q)$

Tableau II.6: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	68	12.6	43.3-92.6
200	0.995	55.9	8.94	38.4-73.5
100	0.99	50.9	7.53	36.1-65.7
50	0.98	45.9	6.22	33.7-58.1
20	0.95	39.3	4.62	30.2-48.4
10	0.9	34.2	3.53	27.3-41.2
5	0.8	29	2.57	24-34
3	0.6667	24.8	1.97	20.9-28.7
2	0.5	21.1	1.6	17.9-24.2

Avec :

- T : période de retour (T=10ans).
- Q : probabilité au non dépassement.
- XT : précipitation maximale journalière.

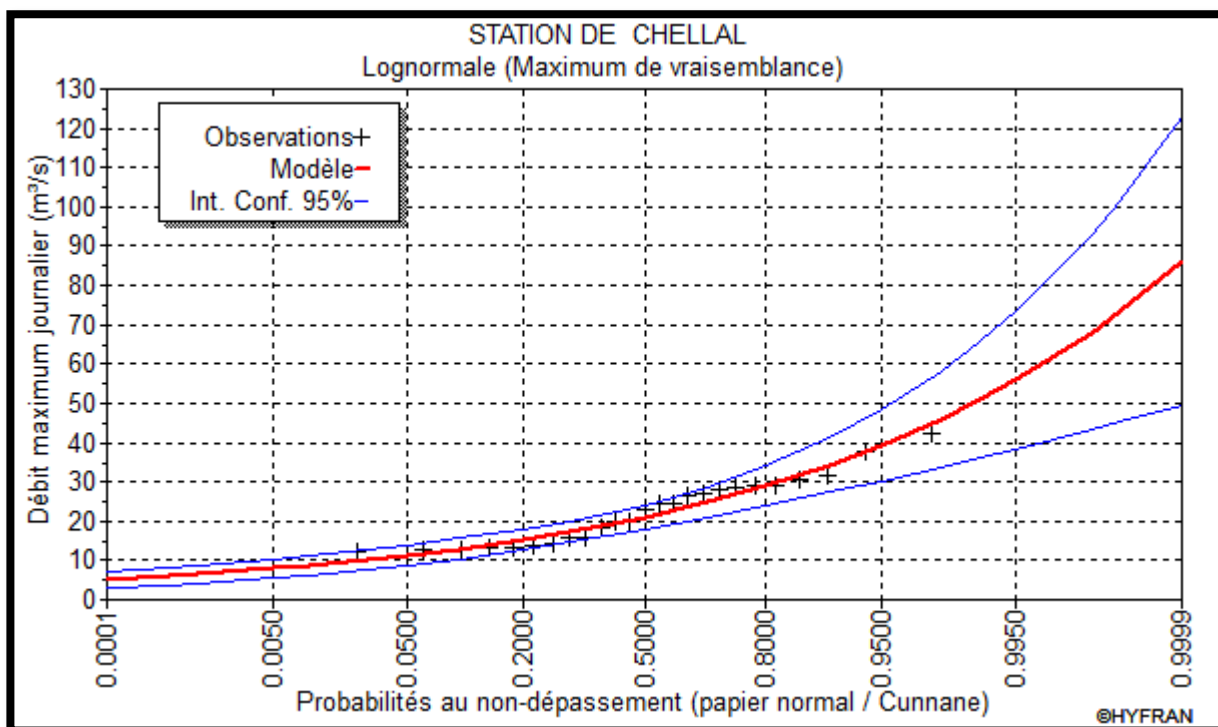


Figure II.2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

II.6.Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

CHAPITRE III

NOTIONS ET CALCULS DE BASE

III.1. Introduction :

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

III.2. Situation démographique :

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^n \tag{III. 1}$$

Avec :

- **P_t** : Nombre d’habitants à l’horizon futur.
- **P₀** : Number d’habitants actuels
- **T** : taux d’accroissement égale d’après l’APC de M’sila.
- **N** : écart d’années entre les deux horizons (2018-2043) N = 25ans.

Tableau III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul.

Année	Nombre D’habitant	Taux D’accroissement
2018	10050	2.5
2043	18633	2.5

III.3. Découpage de l’aire d’étude en sous bassins élémentaires :

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

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

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

Pour notre projet découpage de la zone à étudier se fait selon suivant l'urbanisation et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes, les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. [4]

III.4. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

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

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement d'une façon gravitaire.
- Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :
 - Système unitaire.
 - Système séparatif.
 - Système pseudo séparatif. [4]

III.4.1. Systèmes fondamentaux :

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

A. Système séparatif :

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

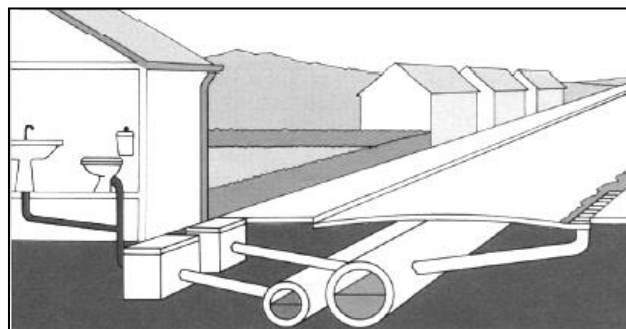
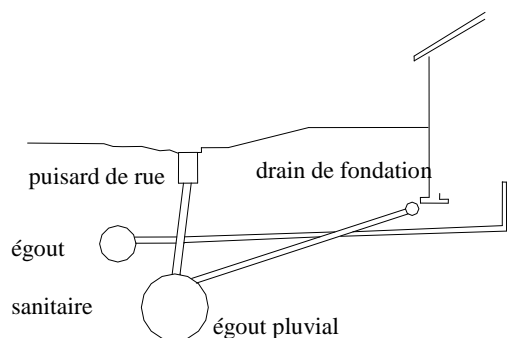


Figure III. 1: système séparatif

B . Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau.

Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par sur verse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

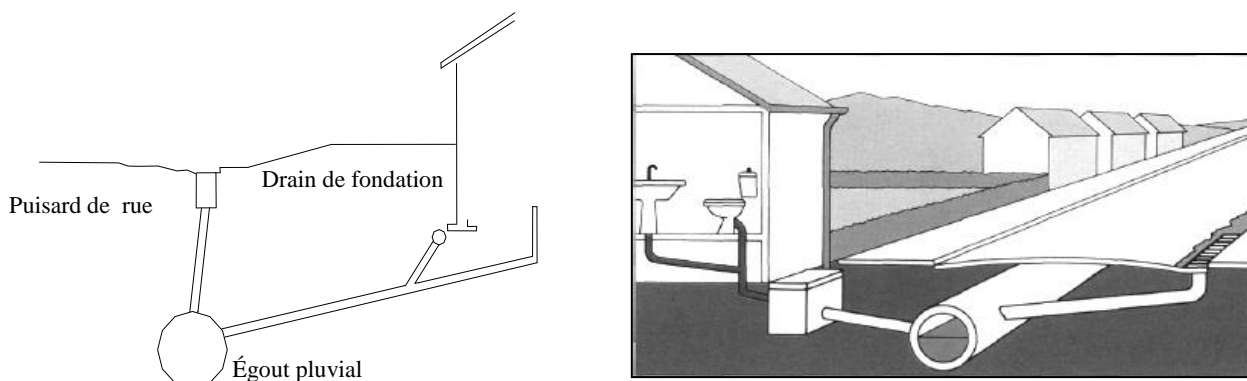


Figure III. 2: réseau unitaire

C . Système pseudo séparatif :

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

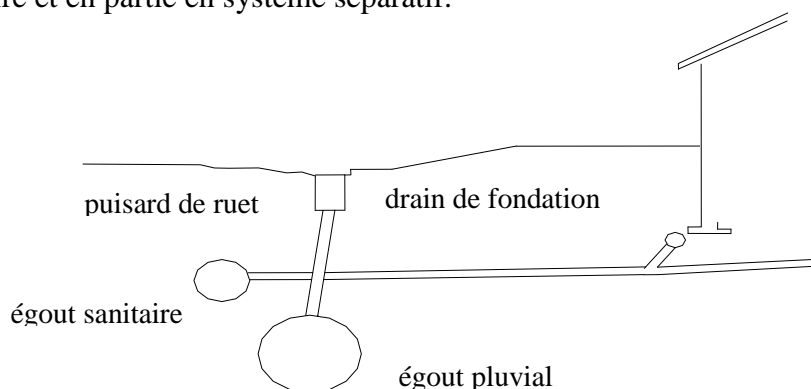


Figure III. 3 : réseau pseudo- séparatif

III.5. Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel. [6]

III.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, 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. [6]

III. 7. Choix du découpage des sous bassins :

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

- Topographic 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.

III. 8. Principe du tracé du réseau:

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- La topographie du site.
- Implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- Emplacement des cours d'eau et talweg.
- Emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certain critères comme :

- La profondeur des caves avoisinante.

La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

III.9. Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à 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 soit aussi homogène que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

Sa valeur varie entre (0.05 à 1), dépend de facteurs suivent

La pente

La nature de sole

La couverture végétale

Tableau III.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la pente du thalweg principal du BV[5].

Pente "P" en %	Cr
P < 3.5	0.01 à 0.05
3.5 ≤ P ≤ 11	0.06 à 0.10
11 ≤ P ≤ 35	0.12 à 0.20
35 < P	0.22 à 0.30

Tableau III.3: Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de sol[5].

Nature de sol	Cr
Imperméable	0.22 à 0.30
Peu perméable	0.10 à 0.20
Perméable	0.06 à 0.10
Très perméable	0.02 à 0.05

Tableau III .4: Coefficients de ruissellement en fonction de la couverture végétale[5].

Couverture végétale	Cr
rocheux	0.22 à 0.30
prairie	0.17 à 0.22
labours et champs	0.07 à 0.15
foret et terrain sableux	0.03 à 0.05

III.10. Calcul du nombre d’habitants pour chaque sous bassin :

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

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d’habitant dans chaque sous bassins.

III.10.1. Coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \cdot A_i}{A} \dots\dots\dots (III. 2)$$

$$\Rightarrow C_{rp} = \frac{45.83}{64.30} = 0.71$$

Avec :

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin
- A : Surface totale de la zone urbanisée.

III.10.2. Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P}{C_{rp} \cdot A} \dots\dots\dots (III. 3)$$

Avec:

- D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).
- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- P : Population globale à l’horizon de calcul.
- A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

III.10.3. Calcul du nombre d’habitant de chaque sous bassin :

Le nombre d’habitant de chaque sou bassin est donné par l’expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (III. 4)$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha)

Tableau III.5: coefficient de ruissellement et Nombre d’habitant de chaque sous bassin.

N° SB	Ai (ha)	Ci	Ai.Ci	Di (hab/ha)	Nbre.hab.
1	7.154	0.7	5.007	285	2036
2	2.076	0.8	1.661	326	675
3	1.251	0.8	1.001	326	407
4	3.028	0.7	2.119	285	862
5	0.969	0.6	0.581	244	237
6	3.611	0.6	2.167	244	881
7	2.839	0.7	1.987	285	808
8	1.106	0.6	0.664	244	270
9	1.516	0.6	0.909	244	370
10	3.709	0.5	1.854	204	754
11	1.260	0.7	0.882	285	359
12	2.472	0.7	1.730	285	704
13	0.307	0.8	0.245	326	100
14	1.326	0.7	0.928	285	378
15	1.061	0.7	0.743	285	302
16	0.914	0.7	0.639	285	260
17	3.166	0.8	2.533	326	1030
18	3.866	0.8	3.093	326	1257
19	0.870	0.7	0.609	285	248
20	0.768	0.8	0.614	326	250
21	1.213	0.9	1.092	366	444
22	1.028	0.7	0.719	285	293

23	2.157	0.8	1.725	326	702
24	1.144	0.9	1.029	366	419
25	1.351	0.7	0.946	285	385
26	0.576	0.8	0.461	326	187
27	0.915	0.7	0.641	285	261
28	3.950	0.8	3.160	326	1285
29	2.932	0.7	2.053	285	835
30	5.752	0.7	4.026	285	1637

III.11. Conclusion :

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- l'horizon de calcul à 2043, soit une population future de 18633 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma à collecte transversale oblique.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduis à distinguer 30 sous bassins.

Tableau IV.7: Débits de pointe des eaux pluviales par méthode superficielle.

NSB	nœud	tronçon	L tronçon	A[ha]	Cr	Aeqha	Ceq	P(%)	p m/m	Li/pi	Pmoy	M	β	Q pluv (m ³ /s)
1	R1			7.15421	0.7	7.1542	0.7	-	-	-	-	-	-	
2	R26	R23_R26	122.49	2.078	0.8	2.0764	0.8	1	0.01	12249	0.01			0.090
3	R29	R26_R29	118.41	1.25157	0.8	3.3279	0.8	1	0.01	11841	0.01	0.850	1.34	0.399
4	R5	R1_R5	207.25	3.02822	0.7	10.182	0.7	0.9	0.009	23027.8	0.009			0.835
5	R31	R29_R31	92	0.96985	0.6	4.2978	0.754	1	0.01	9200	0.01	1.320	1.15	0.506
6	R10	R5_R10	136.38	3.61183	0.6	13.794	0.673	0.9	0.009	15153.3	0.009	1.191	1.19	1.122
7	R38	R35_R38	104.32	2.83927	0.7	2.8393	0.7	0.9	0.009	11591.1	0.009			0.196
8	R40	R38_R40	90.96	1.10692	0.6	3.9462	0.671	0.9	0.009	10106.7	0.009	0.619		0.568
9	R10	R31_R10	203.75	1.51628	0.6	5.8141	0.714	1	0.01	20375	0.01	1.605	1.07	0.548
10	R13	R10_R13	136.39	3.70944	0.5	28.491	0.695	0.9	0.009	15154.4	0.00979	1.452	1.11	2.482
11	R10	R44_R10	149.88	1.26041	0.7	8.883	0.715	0.9	0.009	16653.3	0.01055	1.336	1.15	1.017
12	R44	R40_R44	202.97	2.47229	0.7	6.4185	0.682	0.9	0.009	22552.2	0.009	0.983	1.28	0.522
13	R49	R46_R49	150.06	0.30711	0.8	0.3071	0.7	1.4	0.014	10718.6	0.014			0.173
14	R44	R49_R44	144.49	1.32689	0.7	2.4645	0.8	1.1	0.011	13135.5	0.0128	0.955	1.29	0.358
15	R82	R83_R82	99.99	1.06162	0.7	1.0616	0.7	1.3	0.013	7691.5	0.013			0.038

16	R13	R88_R13	128.44	0.91402	.7	0.914	0.7	1.1	0.011	11676.4	0.011			0.01209
17	R13	R11_R13	149.84	3.1666	.8	29.405	0.6952	0.9	0.009	16648.9	0.0098	1.6814	1.062613	2.42171
18	R20	R16_R20	178.84	3.86636	.8	30.276	0.69533	0.9	0.009	19871.1	0.0098	1.1447	1.215676	2.839138
19	R16	R91_R16	115.48	0.87082	.7	0.8708	0.7	1	0.01	11548	0.01			0.00832
20	R76	R82_R76	148.39	0.76838	.8	2.275	0.80667	1.3	0.013	11414.6	0.013	1.0038	1.272853	0.432812
21	R82	R79_R82	151.41	1.21339	.9	1.2134	0.9	1.3	0.013	11646.9	0.013			0.033014
22	R59	R57_R59	88.5	1.02852	.7	1.0285	0.7	1.6	0.016	5531.25	0.016			0.0428
23	R49	R53_R49	155.84	2.15739	.8	2.1574	0.8	1.1	0.011	14167.3	0.011			0.115
24	R63	R59_R63	151.47	1.14419	.9	2.1727	0.80532	1.6	0.016	9466.88	0.016	1.628	1.074684	0.36597
25	R76	R73_R76	131.05	1.35185	.7	1.3518	0.7	0.7	0.007	18721.4	0.007			0.0407
26	R71	R76_R71	109.97	0.57635	.8	3.6269	0.7669	1.3	0.013	8459.23	0.01248	1.5742	1.087395	0.51067
27	R20	R71_R20	87.61	0.91573	.7	11.552	0.74082	1.6	0.016	5475.63	0.01495	1.2033	1.194636	1.464057
28	Rex t	R20_R93	114.31	3.9507	.8	41.828	0.7079	0.9	0.009	12701.1	0.01155	1.918	1.014762	3.267181
29	R71	R63_R71	168.99	2.93295	.7	7.9249	0.72888	1.6	0.016	10561.9	0.016	0.8524	1.347813	1.202731
30	R63	R63_R64	166.53	5.75222	.7	5.7522	0.7	1.6	0.016	10408.1	0.016			0.337

CHAPITRE IV

ÉVALUATION DES DÉBITS À ÉVACUER

IV.1. Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

IV.2. 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 les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie....). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV.2.1. 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 domestiques.
- Les eaux usées des établissements publics :
- Les eaux usées industrielles.

IV.2.2. Estimation des débits des eaux usées : [4]

Comme on la cite précisément le débit d'eau est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes :

a. Eaux usées des équipements et eau de service public :

Les débits des équipements seront comptabilisés dans le débit d'eau usée d'origine domestique, ainsi que pour les eaux rejetées par les services publics.

b. Estimation des débits des eaux usées domestiques :

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

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

➤ **Evaluation du débit moyen journalier :**

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

$$Q_{moy,j} = \frac{K_r \cdot D \cdot N}{86400} \text{ l / s} \dots\dots\dots \text{(IV. 1)}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) .
- N : Nombre d’habitants à l’horizon d’étude (hab).
- D: Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.
- K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d’eau potable consommée.

➤ **Evaluation du débit de pointe:**

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy,j} \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{(IV. 2)}$$

Avec :

- Q_{pte} : Débit de pointe.
- $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier.
- K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

Pour estimer le coefficient de pointe on à plusieurs méthodes, parmi les quelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l’importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

Ou: $K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ Si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots \text{(IV. 3)}$

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

Tableau IV.1: Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.

SB	Secteur	Catégorie d'occupation	Nombre de consommateurs	Unité de mesure	Coeff. d'equip	Ni	Qi (l/j/hab)	Qt (l/j)	Qmoy (l/s)	Kp	Qp (l/s)
1	Scolaire	Ecole	300	élève	4	75	150	9000	0.104	3	0.312
7	Socioculturel	Centre Commerciale	-	-	-	-	-	3000	0.035	3	0.105
13	Socioculturel	Salle De Sport	235	stagiaire	3	200	150	24000	0.277	3	0.833
22	Scolaire	Ecole	300	élève	4	75	150	9000	0.104	3	0.312
26	Scolaire	Ecole	300	élève	4	75	150	9000	0.104	3	0.312

Tableau IV. 2: Evaluation des débits de pointes d'eaux usées.

NSB	A[ha]	N.hab	Qmoy j (l/s)	Kp	Qp (l/s)	Q éq	Q tot (l/s)
1	7.154	2036	2.827	3	8.483	0.312	8.795
2	2.076	675	0.937	3	2.812		2.812
3	1.251	407	0.565	3	1.695		1.695
4	3.028	862	1.197	3	3.591		3.591
5	0.969	237	0.329	3	0.987		0.987
6	3.611	881	1.223	3	3.670		3.670
7	2.839	808	1.122	3	3.366	0.105	3.471
8	1.106	270	0.375	3	1.125		1.125
9	1.516	370	0.513	3	1.541		1.541
10	3.709	754	1.047	3	3.141		3.141
11	1.260	359	0.498	3	1.495		1.495
12	2.472	704	0.977	3	2.933		2.933
13	0.307	100	0.138	3	0.416	0.833	1.249
14	1.326	378	0.525	3	1.575		1.575
15	1.061	302	0.419	3	1.258		1.258
16	0.914	260	0.361	3	1.083		1.083
17	3.166	1030	1.430	3	4.291		4.291
18	3.866	1257	1.745	3	5.237		5.237
19	0.870	248	0.344	3	1.033		1.033
20	0.768	250	0.347	3	1.041		1.041
21	1.213	444	0.616	3	1.85		1.85
22	1.028	293	0.406	3	1.220	0.312	1.532
23	2.157	702	0.975	3	2.925		2.925
24	1.144	419	0.581	3	1.745		1.745
25	1.351	385	0.534	3	1.604		1.604
26	0.576	187	0.259	3	0.779	0.312	1.091
27	0.915	261	0.362	3	1.087		1.087
28	3.950	1285	1.784	3	5.354		5.354
29	2.93	835	1.159	3	3.479		3.479
30	5.752	1637	2.273	3	6.820		6.820

IV.3. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode rationnelle ou superficielle.

IV.3.1. Méthode rationnelle : [11]

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

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

$$Q_p = \alpha C_r \cdot I \cdot A \dots\dots\dots \text{(IV. 4)}$$

- Q_p :débit d'eau de ruissellement (l / s).
- α :Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin($\alpha=0.167$).
- C_r :coefficient de ruissellement.
- I :intensité de précipitation (l / s / ha) .
- A :surface de l'aire d'influence (ha).

a) hypothèses de la méthode rationnelle :[7]

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.

- Le débit de pointe " Q_p " en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

b) validité de la méthode rationnelle : [4]

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

c) Temps de concentration : [8]

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

On a :

$$tc \text{ (aval)} = tc \text{ (amant)} + T_1 \dots\dots\dots (V.5)$$

Ou:

T_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloignée

$$T_1 = \frac{D}{60 \times V} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec:

L : Longueur de collecteur (m).

V : vitesse d'écoulement(m/min).

Avec:

D : parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement (m/min).

IV.3.2. Méthode superficielle(Caquot) :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q = K_u^{\frac{1}{u}} \times I_u^{\frac{v}{u}} \times C_u^{\frac{1}{u}} \times A_u^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (IV. 7)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes.

Les paramètres de la relation.

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots (IV. 8)$$

Où *i(t, f)* est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**, **i** est exprimé en millimètres par minute et **t** en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

- **Q (F)** est le débit de fréquence de dépassement **F** exprimé en mètres cubes par seconde
- **I** : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).
- **Cr** : est le coefficient de ruissellement
- **A** : est la superficie du bassin versant (en hectares).
- **K** : est un coefficient d'expression.

$$K = \frac{0.5 \cdot b(F) \cdot a(F)}{6,6} \dots\dots\dots (IV. 9).$$

☞ **U** : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F) \dots\dots\dots (IV. 10).$$

☞ **V** : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F) \dots\dots\dots (IV. 11).$$

☞ **W** : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F) \dots\dots\dots (IV. 12).$$

- Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M = 2 » [9]

a) Validité de la méthode superficielle : [4]

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sou 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%.

Tableau IV.3: Domaines de validité de la méthode de caquot.

Libellé	Minimum	Maximum
Pente	0.002 m/m	0.05 m/m
Coefficient de ruissellement	0.2	1
Surface du bassin versant	–	200 ha

Tableau IV.4 : Les avantages et les inconvénients de chaque méthode:[13]

Methode	A avantages	Inconvénient
Rationnelle	<ul style="list-style-type: none"> -Intégrée bien les facteurs concernant -La forme de bassin -La densité du réseau de drainage. -La nature des conduits. 	<ul style="list-style-type: none"> -surestime en générale les débits de pointes -nécessite une mise en ouvre -laborieuse et bien que la formule de base soi simple -elle devient plus complexe des que l'on procède a une décomposition analytique plus
Superficielle	<ul style="list-style-type: none"> -Son emploi est très simple et ne nécessite pas le calcule itératif 	<ul style="list-style-type: none"> -La valeur numérique des paramètres K, U, V, W traduire une très large combinaison an de bassin - Les valeurs moyennes s'intègrent assez male les facteurs de formes de bassin (hétérogénéité des distributions spéciales de pence et de coefficient de ruissellement).

IV.4. Calcul des débits pluviaux :

IV.4.1. Calcul des coefficients a (f) et b (f) : [12]

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots (IV.13)$$

$$I_{(t,f)} = \frac{I_{24(f)}}{60} \left(\frac{t}{24.60} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (IV.14)$$

- b : exposant climatique b=0.33
- i : intensité de pluie.

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0,33 - 1 = -0,67$$

$$a_{(f)} = \frac{P_{24(f)}}{60.24} \left(\frac{t}{24.60} \right)^{b-1} \dots \dots \dots (IV. 15)$$

- P_{24 (f)} : pluie maximale journalière (P₂₄ = 34.2 mm/j).

A.N :

$$a_{(f)} = \frac{34.2}{60.24} \left(\frac{t}{24.60} \right)^{0.33-1} = 3.10$$

Donc :

* a (f) = 3.10

* b (f) = - 0.67

-Calcul des coefficients d'expressions :

* k = $\frac{0,5^{b(f)} \times a(f)}{6,6} = \mathbf{0.747}$

* V = -0,41b(f) = **0.275**

* U = 1 + 0,287b(f) = **0,807**

* W = 0,95 + 0,507b(f) = **0,610**

$K_C^{\frac{1}{U}} = 0,696 ; \frac{1}{U} = 1,239 ; \frac{V}{U} = 0,340 ; \frac{W}{U} = 0,755$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :

$$Q(f) = 0.696 \times I^{0,340} \times C_r^{1.239} \times A^{0.755}$$

Remarque :

Le débit exprimé par la formule de MONTANARI est un débit brut, à ce dernier on attribut un coefficient (m) correcteur qui tien compte de la forme du sou bassin, telle que :

$$\beta = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} \approx \left[\frac{M}{2} \right]^{b(f)} \dots \dots \dots (IV .16).$$

M : Coefficient d'allongement du sou bassin

IV.4.2. Coefficient d’allongement :

Le coefficient d’allongement d’un sou bassin est définie comme étant le rapport du plus long parcours hydraulique (L) par le coté du carré ayant une surface équivalente à celle du bassin en question, d’ou on à :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (IV .17).$$

M : Coefficient d’allongement du sou bassin.

L : Longueur du plus long parcours hydraulique (m).

A : Surface du sou bassin considéré (m²)

IV.4.3. Pente moyenne :

La pente moyenne d’un sou bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l’eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente sera calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours.

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{m/m}) \dots\dots\dots (IV. 18)$$

C_{am} : Côte amont du parcours (m).

C_{av} : Côte aval du parcours (m).

L : Longueur du tronçon (m).

Dans le cas ou on à plusieurs sous bassins qui présente des pentes partielles et des coefficients d’allongement diffèrent, nous déterminons les caractéristiques de chaque groupement de sous bassins, à l’aide des formules suivantes :

Tableau IV.5: Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin.[13]

Bassin en série	Bassin en parallèle
$A = \sum_{i=1}^n A_i$	$A = \sum_{i=1}^n A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$
$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Tableau IV.6: Débits de pointe des eaux pluviales par méthode rationnelle.

N SB	nœud	tronçon	I m/m	L m	A[ha]	C _r	L tronçon	Tc min	Tc MAX	Ceq	Aeq ha	Q pluv m ³ /s
1	R1		0.005	431.75	7.154	0.7		16.03		0.7	7.154	
2	R26	R23_R26	0.0019	178.67	2.076	0.8	122.49	1.79	7.215	0.8	2.076	0.090
3	R29	R26_R29	0.0097	144.24	1.251	0.8	118.41	5.341	11.79	0.8	3.327	0.323
4	R5	R1_R5	0.01	256.41	3.028	0.7	207.25	8.22	16.03	0.7	10.182	0.835
5	R31	R29_R31	0.01	103.99	0.969	0.6	92	4.103	12.721	0.7548	4.297	0.498
6	R10	R5_R10	0.013	289.34	3.611	0.6	136.38	8.155	17.327	0.6738	13.794	1.143
7	R38	R35_R38	0.016	190.68	2.839	0.7	104.32	5.461	3.1654	0.7	2.839	0.195
8	R40	R38_R40	0.006	135.79	1.106	0.6	90.96	6.134	5.461	0.671	3.946	0.568
9	R10	R31_R10	0.01	213.6	1.516	0.6	203.75	7.142	13.357	0.7144	5.814	0.592
10	R13	R10_R13	0.015	239.86	3.709	0.5	136.39	6.680	20.270	0.695	28.491	2.938
11	R10	R44_R10	0.023	149.87	1.260	0.7	149.88	3.945	19.433	0.715	8.882	0.962
12	R44	R40_R44	0.005	246.16	2.472	0.7	202.97	10.40	6.106	0.682	6.418	0.716
13	R49	R46_R49	0.0037	252.55	0.307	0.8	150.06	11.91	6.123	0.7	0.307	0.173
14	R44	R49_R44	0.0084	188.96	1.326	0.7	144.49	6.950	18.251	0.8	2.464	0.308
15	R82	R83_R82	0.014	135.23	1.061	0.7	99.99	4.412	1.610	0.7	1.061	0.038
16	R13	R88_R13	0.0048	153.09	0.914	0.7	128.44	7.331	3.054	0.7	0.91	0.012
17	R13	R11_R13	0.01	217.86	3.166	0.8	149.84	7.251	20.89	0.695	29.405	2.987
18	R20	R16_R20	0.0096	261.29	3.866	0.8	178.84	8.473	21.590	0.695	30.276	3.026
19	R16	R91_R16	0.0054	127.28	0.870	0.7	115.48	6.077	0.969	0.7	0.870	0.0083
20	R76	R82_R76	0.014	151.56	0.768	0.8	148.39	4.817	6.319	0.806	2.275	0.487
21	R82	R79_R82	0.009	172.88	1.213	0.9	151.41	6.32	1.678	0.9	1.213	0.033
22	R59	R57_R59	0.019	107.06	1.028	0.7	88.5	3.277	2.211	0.7	1.028	0.042
23	R49	R53_R49	0.0015	279.79	2.157	0.8	155.84	18.25	10.33	0.8	2.157	0.115
24	R63	R59_R63	0.012	165.78	1.144	0.9	151.47	5.477	3.277	0.805	2.172	0.265
25	R76	R73_R76	0.015	172.25	1.351	0.7	131.05	5.177	1.722	0.7	1.351	0.040
26	R71	R76_R71	0.0017	116.4	0.576	0.8	109.97	8.853	7.252	0.766	3.626	0.689
27	R20	R71_R20	0.012	158.62	0.915	0.7	87.61	5.294	11.506	0.740	11.551	1.685
28	Rrej	R20_Rext	0.0024	248.5	3.950	0.8	114.31	13.90	22.411	0.707	41.827	4.178
29	R71	R63_R71	0.004	230.53	2.932	0.7	168.99	10.77	10.482	0.728	7.924	0.441
30	R63	R64_R63	0.0059	270.03	5.7522	0.7	166.53	10.48	8.149	0.7	5.752	0.337

Tableau IV.8: comparative des débit entre deux méthode .

NSB	tronçon	Q p(Rationnelle)m ³ /s	Q p(Caquot) (m ³ /s)	observation
1	-	-	-	-
2	R23_R26	0,090	0,090	$Q_R=Q_C$
3	R26_R29	0,323	0,399	$Q_R<Q_C$
4	R1_R5	0,835	0,835	$Q_R=Q_C$
5	R29_R31	0,498	0,506	Q_R très proche Q_C
6	R5_R10	1,143	1,122	$Q_R>Q_C$
7	R35_R38	0,195	0,196	Q_R très proche Q_C
8	R38_R40	0,568	0,568	$Q_R=Q_C$
9	R31_R10	0,592	0,548	$Q_R>Q_C$
10	R10_R13	2,938	2,482	$Q_R>Q_C$
11	R44_R10	0,962	1,017	$Q_{MR}<Q_{MS}$
12	R40_R44	0,716	0,522	$Q_{MR}>Q_{MS}$
13	R46_R49	0,173	0,173	Q_R très proche Q_C
14	R49_R44	0,308	0,358	$Q_{MR}<Q_{MS}$
15	R83_R82	0,038	0,038	Q_R très proche Q_C
16	R88_R13	0,012	0,012	Q_R très proche Q_C
17	R11_R13	2,987	2,421	$Q_R>Q_C$
18	R16_R20	3,026	2,839	$Q_R>Q_C$
19	R91_R16	0,008	0,008	Q_R très proche Q_C
20	R82_R76	0,487	0,432	Q_R très proche Q_C
21	R79_R82	0,033	0,0332	Q_R très proche Q_C
22	R57_R59	0,042	0,042	Q_R très proche Q_C
23	R53_R49	0,115	0,115	Q_R très proche Q_C
24	R59_R63	0,265	0,365	$Q_R<Q_C$
25	R73_R76	0,040	0,040	Q_R très proche Q_C
26	R76_R71	0,689	0,510	$Q_R>Q_C$
27	R71_R20	1,685	1,464	$Q_R>Q_C$

28	R20_Rext	4,178	3,267	$Q_R > Q_C$
29	R63_R71	0,441	1,202	$Q_R < Q_C$
30	R64_R63	0,337	0,337	Q_R très proche Q_C

Avec:

Q_R : les Débits de pointe des eaux pluviales par méthode rationnelle en (m^3/s).

Q_C : les Débits de pointe des eaux pluviales par méthode superficielle en (m^3/s).

IV.5 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassin. On remarque que le débit d'eaux usées est presque négligeable devant le débit d'eau pluviale.

Il est à constater aussi que les débits calculés par la méthode rationnelle sont proches de ceux calculés par la méthode de Caquot pour certains bassins versants et différents pour d'autres.

Les raisons de cette différence de résultats sont liées aux conditions d'application de chaque méthode et aussi aux données de chaque bassin versants.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

V.1. Introduction

Une fois que la totalité des débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée; on passe au dimensionnement proprement dit du réseau ; tout en vérifiant les conditions d'écoulement et en définissant le meilleur tracé possible des collecteurs.

Pour les très grands ouvrages, les dimensions des canalisations varient d'une manière discontinue compte tenu des diamètres courants de fabrication et qu'il en résultera le plus souvent, de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

V.2. Conception du réseau d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres.
 - Pente.
 - Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur:
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

V. 3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

V. 3 .1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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. Pour empêcher ce phénomène 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 aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section. [10]

V. 3.2. 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.

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{n * Q_p}{0.03117 * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots(V.1)$$

n : Coefficient de MANNING.(pour une conduite circulaire en béton en utilisant

n = 0,013)

0, 03117 : Coefficient d'homogénéité des unité ($\pi / 4^{5/3} = 0.3117$).

Q_p : Débit de pointe en (m³/s).

I : Pente de la conduite en (m/m).

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

$$Q_{ps} = \frac{0.03117 * \varnothing^{8/3} * \sqrt{I}}{n} \dots\dots\dots(V.2)$$

n : 0,013 pour une conduite circulaire en béton .

\varnothing = diamètre commerciale, (\varnothing normalisé \geq D Calculé).

Les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \quad \dots\dots(V.3)$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \quad \dots\dots(V.4)$$

telque : $R_q = Q_t / Q_{ps}$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v \cdot V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h \cdot D_{nor}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage on a deux conditions à vérifier:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V > 1.00 \text{ m / s}$)

Condition 2:

- * $V_{min} > 0.60 \text{ m / s}$ pour $(QPS / 10) \approx Q_{min}$
- * $V_{min} > 0.30 \text{ m / s}$ pour $(QPS / 100) \approx Q_{min}$

Tableau V.1: Paramètres hydrauliques des tronçons par la méthode rationnelle.

NSB	tronçon	Tc min	Tc MAX	Q pluv m³/s	P(%)	D	D N	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	H	V m/S	Tc aval
1		16,034													0
2	R23_R26	11,797	7,215	0,090	1	0,292	300	0,096	1,368	0,937	0,75	1,13	0,225	1,5467368	8,23276
3	R26_R29	5,341	11,79	0,323	1	0,471	500	0,377	1,924	0,855	0,7	1,11	0,35	2,1357977	12,7216
4	R1_R5	8,220	16,03	0,835	0,9	0,686	800	1,254	2,497	0,665	0,6	1,07	0,48	2,671912	17,3274
5	R29_R31	4,103	12,72	0,498	1	0,554	600	0,614	2,172	0,812	0,68	1,11	0,408	2,4118351	13,3574
6	R5_R10	8,155	17,32	1,143	0,9	0,772	800	1,254	2,497	0,9117	0,74	1,03	0,592	2,5720274	18,2112
7	R35_R38	5,461	3,165	0,195	0,9	0,398	400	0,197	1,573	0,990	0,8	1,14	0,32	1,7933149	4,03834
8	R38_R40	6,134	5,461	0,568	0,9	0,594	600	0,582	2,061	0,975	0,78	1,14	0,468	2,3499073	6,10627
9	R31_R10	7,142	13,35	0,592	1	0,592	600	0,614	2,172	0,965	0,77	1,14	0,462	2,4770198	14,7283
10	R10_R13	6,680	20,27	2,938	0,9	1,100	1200	3,698	3,272	0,794	0,68	1,11	0,816	3,632081	20,8968
11	R44_R10	3,945	19,43	0,962	1,1	0,697	800	1,386	2,760	0,694	0,6	1,08	0,48	2,9815165	20,2709
12	R40_R44	10,403	6,106	0,716	0,9	0,648	800	1,254	2,497	0,571	0,54	1,05	0,432	2,6219697	7,39646
13	R46_R49	11,914	6,123	0,173	1,4	0,351	400	0,246	1,961	0,706	0,61	1,08	0,244	2,1189379	6,96079
14	R49_R44	6,950	18,25	0,308	1,1	0,455	500	0,396	2,018	0,778	0,67	1,01	0,335	2,0382378	19,4331
15	R83_R82	4,412	1,610	0,038	1,3	0,202	300	0,110	1,560	0,349	0,4	0,91	0,12	1,420205	2,03848
16	R88_R13	7,331	3,054	0,012	1,1	0,135	300	0,101	1,435	0,119	0,22	0,67	0,066	0,9618539	3,90558
17	R11_R13	7,251	20,896	2,987	0,9	1,107	1200	3,698	3,272	0,807	0,67	1,1	0,804	3,599	21,5906
18	R16_R20	8,473	21,590	3,026	0,9	1,113	1200	3,698	3,272	0,818	0,69	1,11	0,828	3,632	22,4112
19	R91_R16	6,077	0,969	0,008	1	0,119	300	0,096	1,368	0,086	0,18	0,55	0,054	0,752	1,22976
20	R82_R76	4,817	6,319	0,487	1,3	0,523	600	0,700	2,477	0,696	0,61	1,07	0,366	2,650	7,25295
21	R79_R82	6,319	1,678	0,033	1,3	0,190	300	0,110	1,560	0,299	0,36	0,85	0,108	1,326	2,06726
22	R57_R59	3,277	2,211	0,042	1,6	0,202	300	0,122	1,731	0,350	0,4	0,91	0,12	1,575	2,89123
23	R53_R49	18,251	10,33	0,115	1,1	0,315	400	0,218	1,739	0,529	0,52	1,03	0,208	1,791	11,5733
24	R59_R63	5,477	3,277	0,265	1,6	0,401	500	0,477	2,433	0,556	0,54	1,05	0,27	2,555	4,26523
25	R73_R76	5,177	1,722	0,040	0,7	0,231	300	0,080	1,145	0,503	0,49	1	0,147	1,145	2,32265
26	R76_R71	8,853	7,252	0,689	1,3	0,596	600	0,700	2,477	0,985	0,78	1,13	0,468	2,799	7,90766
27	R71_R20	5,294	11,506	1,685	1,6	0,802	1000	3,032	3,863	0,555	0,54	1,06	0,54	4,095	11,8626
28	R20_R93	13,901	22,41	4,178	0,9	1,256	1500	6,706	3,796	0,623	0,57	1,09	0,855	4,138	22,8716
29	R63_R71	10,778	10,48	0,44	1,6	0,485	500	0,477	2,433	0,923	0,75	1,13	0,375	2,750	11,5061
30	R63_R64	10,481	8,149	0,337	1,6	0,439	500	0,477	2,433	0,707	0,61	1,09	0,305	2,652	9,37266

Tableau V.2: Paramètres hydraulique du collecteur par méthode superficielle.

NSB	tronçon	p m/m	Q pluv (m³/s)	D	Qps	Rq	Rh	Rv	H	V	Vps
1		-		-	-	-	-	-	-	-	-
2	R23_R26	0,01	0,090	400	0,135	0,671	0,61	1,09	0,244	0,98	0,899
3	R26_R29	0,01	0,399	600	0,41	0,975	0,77	1,13	0,35	1,45	1,283
4	R1_R5	0,009	0,835	800	0,89	0,938	0,75	1,12	0,48	1,7	1,517
5	R29_R31	0,01	0,506	800	0,9	0,563	0,53	1,03	0,424	1,5	1,456
6	R5_R10	0,009	1,122	1000	1,6	0,701	0,61	1,07	0,61	1,8	1,682
7	R35_R38	0,009	0,196	500	0,24	0,816	0,68	1,1	0,34	1,2	1,090
8	R38_R40	0,009	0,568	800	0,85	0,668	0,61	1,07	0,488	1,5	1,401
9	R31_R10	0,01	0,548	800	0,9	0,609	0,55	1,05	0,44	1,6	1,523
10	R10_R13	0,009	2,482	1200	2,75	0,902	0,73	1,13	0,876	2,4	2,123
11	R44_R10	0,009	1,017	1000	1,7	0,598	0,55	1,06	0,55	1,85	1,745
12	R40_R44	0,009	0,522	800	0,85	0,614	0,56	1,06	0,448	1,5	1,415
13	R46_R49	0,014	0,173	500	0,375	0,461	0,48	0,99	0,24	1,3	1,313
14	R49_R44	0,011	0,358	600	0,42	0,854	0,7	1,11	0,42	1,45	1,306
15	R83_R82	0,013	0,038	300	0,069	0,558	0,53	1,04	0,159	1	0,961
16	R88_R13	0,011	0,012	300	0,065	0,186	0,28	0,78	0,084	0,9	1,153
17	R11_R13	0,009	2,421	1200	2,75	0,880	0,72	1,12	0,864	2,4	2,142
18	R16_R20	0,009	2,839	1500	5	0,567	0,55	1,06	0,825	2,5	2,358
19	R91_R16	0,01	0,008	300	0,06	0,138	0,22	0,71	0,066	0,87	1,225
20	R82_R76	0,013	0,432	800	0,98	0,441	0,48	0,99	0,384	1,65	1,66
21	R79_R82	0,013	0,033	300	0,066	0,500	0,49	1,01	0,147	9,9	9,80
22	R57_R59	0,016	0,042	300	0,07	0,611	0,57	1,08	0,171	1,2	1,111
23	R53_R49	0,011	0,115	400	0,14	0,821	0,68	1,11	0,272	1,15	1,036
24	R59_R63	0,016	0,366	600	0,51	0,717	0,61	1,09	0,366	1,65	1,513
25	R73_R76	0,007	0,040	400	0,1	0,407	0,42	0,95	0,168	0,8	0,842
26	R76_R71	0,013	0,510	800	0,95	0,537	0,5	1,01	0,4	1,6	1,584
27	R71_R20	0,016	1,464	1000	2	0,732	0,63	1,09	0,63	2,45	2,247
28	R20_R93	0,009	3,267	1500	5,4	0,605	0,56	1,05	0,84	2,75	2,61
29	R63_R71	0,016	1,202	800	1,25	0,962	0,78	1,13	0,624	2,25	1,991
30	R63_R64	0,016	0,337	600	0,51	0,660	0,61	1,09	0,366	1,65	1,513

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

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

Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s).

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Remarque 01:

Pour calculer les paramètres hydrauliques de la méthode superficielle (Caquot) nous avons utilisés les abaques(voire l'annexe). ce qui n'est pas le cas pour la formules rationnelle dont on a utiliser la formule rationnelle relative au calcul du diamètre.

Remarque 02:

Figure V.1: schéma de réseau d'assainissement de la zone d'étude en trouvé à la dernier page de cette chapitre.

Tableau V.3: Comparative des diamètres entre deux méthode.

NSB	tronçons	D N(rationnelle)	D(Caquot)	Observation
1			-	
2	R23_R26	300	400	D_R très proche D_C
3	R26_R29	500	600	D_R très proche D_C
4	R1_R5	800	800	$D_R = D_c$
5	R29_R31	600	800	D_R très proche D_C
6	R5_R10	800	1000	D_R très proche D_C
7	R35_R38	400	500	D_R très proche D_C
8	R38_R40	600	800	D_R très proche D_C
9	R31_R10	600	800	D_R très proche D_C
10	R10_R13	1200	1200	$D_R = D_c$
11	R44_R10	800	1000	D_R très proche D_C

12	R40_R44	800	800	$D_R=D_c$
13	R46_R49	400	500	D_R très proche D_C
14	R49_R44	500	600	D_R très proche D_C
15	R83_R82	300	300	$D_R=D_c$
16	R88_R13	300	300	$D_R=D_c$
17	R11_R13	1200	1200	$D_R=D_c$
18	R16_R20	1200	1500	D_R très proche D_C
19	R91_R16	300	300	$D_R=D_c$
20	R82_R76	600	800	D_R très proche D_C
21	R79_R82	300	300	$D_R=D_c$
22	R57_R59	300	300	$D_R=D_c$
23	R53_R49	400	400	$D_R=D_c$
24	R59_R63	500	600	D_R très proche D_C
25	R73_R76	300	400	D_R très proche D_C
26	R76_R71	600	800	D_R très proche D_C
27	R71_R20	1000	1000	$D_R=D_c$
28	R20_Rext	1500	1500	$D_R=D_c$
29	R63_R71	500	800	$D_R < D_c$
30	R63_R64	500	600	D_R très proche D_C

Avec:

D_R : les diamètres par méthode rationnelle en (mm).

D_C : Les diamètres par méthode superficielle en (mm).

V.4. Conclusion :

Dans certains cas, le diamètre calculé est le même par les deux méthodes. Dans certains cas, les diamètres calculés par les deux méthodes pour les mêmes tronçons se rapprochent (300 mm et 400 mm par exemple) ce qui est acceptable. Par contre si l'écart pour le même tronçon est grand (500mm et 800mm par exemple) dans ce cas il ya lieu de vérifier les calculs avant de donner une explication qui est en relation avec les données des bassins versants et les limites d'application de chaque méthode

CHAPITRE VI
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

VI.1. Introduction :

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

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

VI.2. Emplacement des canalisations :

- Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.
- Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.
- Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées. [17]

VI.3. Exécution des travaux : [17]

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

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

VI.3.1. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

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

VI.3.2. Exécution des tranchées pour les regards:

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

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

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

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

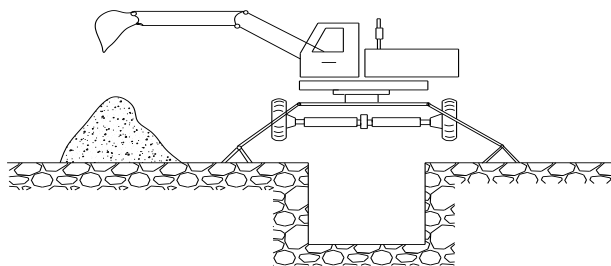


Figure VI.1: Pelle rétro (excavation de la tranchée) [4]

a) Profondeur de la tranchée:

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

Avec :

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

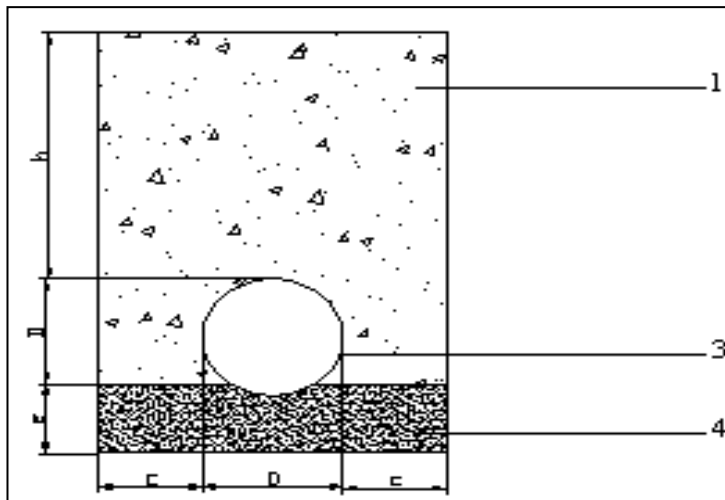
b) Largeur de la tranchée:

$$B = D + 2c \text{ (VI. 2)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m [16])



1- Remblai

3-Conduite

4-Lit de sable

Figure VI.2: Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite[4]

VI.3.3. Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 15cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

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

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

VI.3.4. Pose des canalisations en tranchées :

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

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

- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

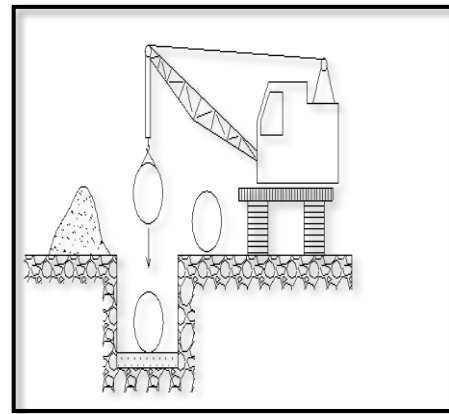


Figure VI.3: pose de la canalisation.

VI.3.5. 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.

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux.

VI.4. Exécution des regards : [17]

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

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche de 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.

VI.5. Remblai des tranchées :

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

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

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

VI.6. Devis quantitatif et estimatif:

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

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 :

- Travaux de décapage à grande masse .
- Travaux de décapage de la tranchée .
- Fourniture et pose de lit de sable .
- Fourniture et pose des buses en béton armé .
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction .
- Travaux de remblai de la tranchée .
- Transport des terres excédentaires.

VI.6.1. Devis quantitatif et estimative des conduites:

Tableau VI.1: Devis quantitatif et estimative des conduites (Diamètres de la méthode Rationnelle).

D(mm)	L(m)	prix unitaire (DA)	prix total(DA)
300	837,36	1600	1339776
400	410,22	4500	1845990
500	749,89	5200	3899428
600	645,07	6800	4386476
800	696,48	7200	5014656
1000	87,61	10000	876100
1200	465,07	10500	4883235
1500	114,31	11000	1257410
TOTAL	4006,01		23503071

Tableau VI.2: Devis quantitatif et estimative des conduites (Diamètres de la méthode de Caquot).

D(mm)	L(m)	prix unitaire(DA)	prix total(DA)
300	583,82	1600	934112
400	409,38	4500	1842210
500	254,38	5200	1322776
600	580,9	6800	3950120
800	1224,28	7200	8814816
1000	373,87	10000	3738700
1200	286,23	10500	3005415
1500	293,15	11000	3224650
TOTAL	4006,01		26832799

VI.6.2. Devis quantitatif et estimative des déblais des tranchées:

Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B.L.H \dots\dots\dots (VI.3)$$

- 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).

Tableau VI.3: Devis quantitatif et estimatif des déblais de tranchées (Diamètres de la méthode rationnelle).

Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	Profondeur de regard (m)		volume(m ³)
Amont	Aval			Amont	Aval	Fouille
R1	R5	207,25	800	1,50	3,41	712,318
R5	R10	241,29	800	3,41	1,95	905,320
R10	R13	136,4	1200	1,95	2,97	603,979
R13	R16	149,85	1200	2,97	2,47	733,666
R16	R20	178,84	1200	2,47	3,17	907,792
R20	R93	114,41	1500	3,17	4,00	861,336
R23	R26	123,03	300	1,5	1,72	178,270
R26	R29	118,260	500	1,72	1,56	213,341
R29	R31	91,98	600	1,56	1,81	185,984
R31	R10	203,71	600	1,81	1,95	459,570
R53	R49	155,8	400	1,4	3,65	393,395
R49	R44	144,15	500	3,65	3,26	547,842
R44	R10	149,88	800	3,26	1,95	546,612
R35	R38	104,34	400	1,3	1,44	142,946
R38	R40	90,93	600	1,44	1,9	182,224
R40	R44	202,98	800	1,9	3,26	733,164
R46	R49	149,97	400	1,4	2,7	307,439
R64	R63	166,58	500	1,3	2,31	330,745
R63	R71	168,68	500	2,31	2,98	490,774
R71	R20	87,62	1000	2,98	3,1	426,184
R57	R59	88,55	300	1,4	1,22	104,400
R59	R63	151,47	500	1,22	2,25	289,080
R83	R82	100,02	300	1,4	1,27	120,174
R82	R76	148,35	600	1,27	1,21	220,745
R76	R71	109,9	600	1,21	2,9	271,013
R79	R82	151,46	300	1,2	1,85	207,879
R73	R76	131,15	300	1,2	1,25	144,593
R88	R13	128,47	300	1,5	2,9	254,371
R91	R16	115,52	300	1,5	2,4	202,738
TOTAL						11 677,893
prix unitaire(DA)						500,00
prix total(DA)						5838946,265

Tableau VI.4: Devis quantitatif et estimatif des déblais des tranchées (Conduites de la méthode superficielle dite de Caquot).

Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	Profondeur de regard (m)		volume(m ³)
Amont	Aval			Amont	Aval	
R1	R5	269,86	800	1,50	3,33	912,397
R5	R10	241,31	1000	3,33	1,89	1 007,711
R10	R13	136,38	1200	1,89	2,93	591,616
R13	R16	149,84	1200	2,93	2,45	725,525
R16	R20	178,84	1500	2,45	3,16	1 053,457
R20	R93	114,43	1500	3,16	4,00	860,285
R23	R26	122,35	400	1,5	1,71	196,372
R26	R29	118,34	600	1,71	1,53	230,053
R29	R31	91,99	800	1,53	1,77	212,497
R31	R10	203,71	800	1,77	1,89	521,905
R53	R49	155,74	400	1,4	3,61	390,129
R49	R44	144,15	600	3,61	3,18	587,267
R44	R10	149,87	1000	3,18	1,89	607,873
R35	R38	104,16	500	1,3	1,57	164,417
R38	R40	90,94	800	1,57	3,27	308,105
R40	R44	202,71	800	2,14	3,18	754,892
R46	R49	149,99	500	1,4	3,61	413,297
R64	R63	166,32	600	1,3	2,33	362,245
R63	R71	168,77	800	2,33	3,03	633,225
R71	R20	87,59	1000	3,03	3,16	433,746
R57	R59	88,45	300	1,4	1,25	105,477
R59	R63	151,48	600	1,25	2,33	325,379
R83	R82	100,03	300	1,4	1,3	121,536
R82	R76	148,4	800	1,3	1,2	259,700
R76	R71	109,92	800	1,2	3,03	325,473
R79	R82	151,4	300	1,3	1,3	177,138
R73	R76	131,09	400	1,2	1,2	157,308
R88	R13	128,47	300	1,5	2,93	256,105
R91	R16	115,85	300	1,5	2,45	205,923
TOTAL						12 901,052
prix unitaire (DA)						500,00
prix total(DA)						6450525,925

VI.6.3. Devis quantitatif et estimative du lit de sable :

Volume du lit de sable :

$$V_{ls} = e.L.B \dots\dots\dots (VI. 4)$$

- 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).

Tableau VI.5: Devis quantitatif et estimatif du lit de sable (Conduite de la méthode rationnelle).

Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	volume(m ³)
Amont	Aval			Lit de pose
R1	R5	207,25	800	29,015
R5	R10	241,29	800	33,781
R10	R13	136,4	1200	24,552
R13	R16	149,85	1200	26,973
R16	R20	178,84	1200	32,191
R20	R93	114,41	1500	24,026
R23	R26	123,03	300	11,073
R26	R29	118,260	500	13,009
R29	R31	91,98	600	11,038
R31	R10	203,71	600	24,445
R53	R49	155,8	400	15,580
R49	R44	144,15	500	15,857
R44	R10	149,88	800	20,983
R35	R38	104,34	400	10,434
R38	R40	90,93	600	10,912
R40	R44	202,98	800	28,417
R46	R49	149,97	400	14,997
R64	R63	166,58	500	18,324
R63	R71	168,68	500	18,555
R71	R20	87,62	1000	14,019
R57	R59	88,55	300	7,970
R59	R63	151,47	500	16,662

R83	R82	100,02	300	9,002
R82	R76	148,35	600	17,802
R76	R71	109,9	600	13,188
R79	R82	151,46	300	13,631
R73	R76	131,15	300	11,804
R88	R13	128,47	300	11,562
R91	R16	115,52	300	10,397
TOTAL				510,196
prix unitaire(DA)				800,00
prix total(DA)				408157,04

Tableau VI.6: Devis quantitatif et estimative du lit de sable (conduites de la méthode superficielle dite de Caquot).

Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	volume(m ³)
Amont	Aval			Lit de pose
R1	R5	269,86	800	37,780
R5	R10	241,31	1000	38,610
R10	R13	136,38	1200	24,548
R13	R16	149,84	1200	26,971
R16	R20	178,84	1500	37,556
R20	R93	114,43	1500	24,030
R23	R26	122,35	400	12,235
R26	R29	118,34	600	14,201
R29	R31	91,99	800	12,879
R31	R10	203,71	800	28,519
R53	R49	155,74	400	15,574
R49	R44	144,15	600	17,298
R44	R10	149,87	1000	23,979
R35	R38	104,16	500	11,458
R38	R40	90,94	800	12,732
R40	R44	202,71	800	28,379
R46	R49	149,99	500	16,499
R64	R63	166,32	600	19,958
R63	R71	168,77	800	23,628
R71	R20	87,59	1000	14,014
R57	R59	88,45	300	7,961
R59	R63	151,48	600	18,178

R83	R82	100,03	300	9,003
R82	R76	148,4	800	20,776
R76	R71	109,92	800	15,389
R79	R82	151,4	300	13,626
R73	R76	131,09	400	13,109
R88	R13	128,47	300	11,562
R91	R16	115,85	300	10,427
TOTAL				560,879
prix unitaire(DA)				800,00
prix total(DA)				448703,04

VI.6.4. Devis quantitatif et estimative du remblai :

Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{ls}] \dots\dots\dots (VI. 5)$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

Tableau VI.7: Devis quantitatif et estimatif du remblai (Conduites de la méthode rationnelle).

Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	volume				Evacuation des déblaies excédentaire
Amont	Aval			Fouille	Lit de pose	Enrobage	Remblai	
R1	R5	207,25	800	712,318	29,015	200,535	378,646	133,137
R5	R10	241,29	800	905,320	33,781	233,472	516,843	155,005
R10	R13	136,4	1200	603,979	24,552	201,817	223,423	178,739
R13	R16	149,85	1200	733,666	26,973	221,718	315,584	196,363
R16	R20	178,84	1200	907,792	32,191	264,612	408,828	234,352
R20	R93	114,41	1500	861,336	24,026	218,380	416,853	226,103
R23	R26	123,03	300	178,270	11,073	52,208	106,298	19,765
R26	R29	118,260	500	213,341	13,009	74,356	102,768	36,217
R29	R31	91,98	600	185,984	11,038	67,826	81,126	37,031
R31	R10	203,71	600	459,570	24,445	150,216	227,340	82,014
R53	R49	155,8	400	393,395	15,580	81,702	276,545	35,148
R49	R44	144,15	500	547,842	15,857	90,634	413,062	44,146
R44	R10	149,88	800	546,612	20,983	145,024	305,306	96,283
R35	R38	104,34	400	142,946	10,434	54,716	64,691	23,539
R38	R40	90,93	600	182,224	10,912	67,052	78,564	36,608
R40	R44	202,98	800	733,164	28,417	196,403	406,366	130,394
R46	R49	149,97	400	307,439	14,997	78,644	194,961	33,833
R64	R63	166,58	500	330,745	18,324	104,737	174,992	51,015

R63	R71	168,68	500	490,774	18,555	106,058	333,059	51,658
R71	R20	87,62	1000	426,184	14,019	106,458	236,924	82,801
R57	R59	88,55	300	104,400	7,970	37,576	52,599	14,226
R59	R63	151,47	500	289,080	16,662	95,237	147,456	46,388
R83	R82	100,02	300	120,174	9,002	42,443	61,662	16,068
R82	R76	148,35	600	220,745	17,802	109,393	51,626	59,726
R76	R71	109,9	600	271,013	13,188	81,040	145,727	44,246
R79	R82	151,46	300	207,879	13,631	64,272	119,275	24,332
R73	R76	131,15	300	144,593	11,804	55,654	67,870	21,069
R88	R13	128,47	300	254,371	11,562	54,516	179,216	20,639
R91	R16	115,52	300	202,738	10,397	49,021	135,158	18,558
TOTAL						3305,720959	6222,76818	2 149,403
prix unitaire(DA)						250,00	250,00	300,00
prix total(DA)						826 430,24	1555692,05	644821,0175

Tableau VI.8: Devis quantitatif et estimative du remblai(Conduites de la méthode superficielle (Caquot)).

Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	volume				Evacuation des déblais excédentaire
Amont	Aval			Fouille	Lit de pose	Enrobage	Remblai	
R1	R5	269,86	800	912,397	37,780	261,117	477,922	173,358
R5	R10	241,31	1000	1 007,711	38,610	293,192	486,481	228,038
R10	R13	136,38	1200	591,616	24,548	201,788	211,116	178,712
R13	R16	149,84	1200	725,525	26,971	221,703	307,472	196,350
R16	R20	178,84	1500	1 053,457	37,556	341,361	358,664	353,433
R20	R93	114,43	1500	860,285	24,030	218,418	415,724	226,142
R23	R26	122,35	400	196,372	12,235	64,160	104,609	27,602
R26	R29	118,34	600	230,053	14,201	87,264	95,145	47,644
R29	R31	91,99	800	212,497	12,879	89,010	64,393	59,094
R31	R10	203,71	800	521,905	28,519	197,110	193,932	130,863
R53	R49	155,74	400	390,129	15,574	81,670	273,324	35,135
R49	R44	144,15	600	587,267	17,298	106,296	422,936	58,035
R44	R10	149,87	1000	607,873	23,979	182,092	284,154	141,627
R35	R38	104,16	500	164,417	11,458	65,491	67,027	31,899
R38	R40	90,94	800	308,105	12,732	87,994	161,691	58,420
R40	R44	202,71	800	754,892	28,379	196,142	428,529	130,221
R46	R49	149,99	500	413,297	16,499	94,306	273,057	45,934
R64	R63	166,32	600	362,245	19,958	122,644	172,640	66,960

R63	R71	168,77	800	633,225	23,628	163,302	361,505	108,418
R71	R20	87,59	1000	433,746	14,014	106,422	244,551	82,773
R57	R59	88,45	300	105,477	7,961	37,534	53,733	14,209
R59	R63	151,48	600	325,379	18,178	111,701	152,692	60,986
R83	R82	100,03	300	121,536	9,003	42,448	63,019	16,070
R82	R76	148,4	800	259,700	20,776	143,592	20,776	95,332
R76	R71	109,92	800	325,473	15,389	106,359	148,502	70,613
R79	R82	151,4	300	177,138	13,626	64,247	88,569	24,322
R73	R76	131,09	400	157,308	13,109	68,744	58,991	29,574
R88	R13	128,47	300	256,105	11,562	54,516	180,950	20,639
R91	R16	115,85	300	205,923	10,427	49,161	138,151	18,611
TOTAL						3 859,782	6 310,255	2 731,015
prix unitaire(DA)						250,000	250,000	300,000
prix total(DA)						964 945,394	1577563,763	819 304,568

VI.6.5. Devis quantitatif et estimative des regards:

Tableau VI.9: Devis quantitatif et estimatifs des regards relatifs aux diamètres de la méthode rationnelle.

1) Des regards visitables:

Regard	Diamètre	Profondeur	volume(m³)
R2	800	2,68	3,687
R4	800	2,86	3,874
R6	800	3,51	4,550
R8	800	2,55	3,552
R9	800	1,87	2,845
R11	1200	1,93	4,069
R12	1200	2,41	4,722
R14	1200	2,86	5,334
R15	1200	2,6	4,980
R17	1200	2,64	5,034
R19	1200	3,31	5,946
R21	1200	3,24	5,850
R22	1500	3,9	8,176
R24	300	1,57	1,405
R26	500	1,72	1,952
R28	500	1,67	1,912
R30	600	1,39	1,899
R32	600	1,88	2,330

R34	600	1,88	2,330
R54	400	1,64	1,665
R56	400	3,1	2,716
R50	500	4,15	3,896
R52	500	3,53	3,400
R45	800	2,53	3,531
R94	800	1,55	2,512
R36	400	1,23	1,370
R38	600	1,44	1,943
R40	800	1,9	2,876
R42	800	2,57	3,573
R43	800	3,21	4,238
R47	400	2,52	2,298
R48	400	2,95	2,608
R65	500	1,59	1,848
R67	500	2,08	2,240
R68	500	2,56	2,624
R70	500	2,37	2,472
R72	1000	2,42	4,060
R58	300	1,24	1,194
R60	500	1,2	1,536
R62	500	1,64	1,888
R84	300	1,83	1,571
R85	600	1,5	1,996
R87	600	1,34	1,855
R77	600	1,22	1,750
R78	600	1,54	2,031
R80	300	1,38	1,283
R81	300	1,71	1,494
R74	300	1,3	1,232
R75	300	1,25	1,200
R89	300	1,97	1,661
R90	300	2,36	1,910
R92	300	1,73	1,507
R95	300	2,01	1,686
volume total			150,114
prix unitaire(DA)			22 000,00
prix total(DA)			3302499,2

2) Regards non visitables:

Regard	Diamètre	Profondeur	volume (m³)
R1	800	1,5	2,421
R3	800	2,31	3,263
R5	1000	3,33	5,113
R7	1000	3,08	4,813
R10	1200	1,89	3,975
R13	1200	2,93	5,390
R16	1500	2,45	5,817
R18	1500	2,96	6,633
R20	1500	3,16	6,953
R23	400	1,5	1,525
R25	400	1,63	1,618
R27	600	1,66	2,098
R29	800	1,53	2,452
R31	800	1,77	2,702
R33	800	1,84	2,774
R53	400	1,4	1,453
R55	400	2,19	2,022
R49	600	3,61	3,814
R51	600	3,73	3,919
R44	1000	3,18	4,933
R35	500	1,3	1,577
R37	500	1,21	1,505
R39	800	1,94	2,878
R41	800	2,55	3,513
R46	500	1,4	1,657
R64	600	1,3	1,781
R66	600	1,85	2,265
R63	800	2,33	3,284
R69	800	2,55	3,513
R71	1000	3,03	4,753
R57	300	1,4	1,257
R59	600	1,25	1,737
R61	600	1,21	1,702
R83	300	1,4	1,257
R82	800	1,3	2,213
R86	800	1,5	2,421
R76	800	1,2	2,109

R79	300	1,3	1,193
R73	400	1,2	1,309
R88	300	1,5	1,321
R91	300	1,5	1,321
volume total			118,246
prix unitaire(DA)			22 000,00
prix total(DA)			2601410,9

Tableau VI.10: Devis quantitatif et estimatifs des regards relatif aux diamètres de la méthode superficielle (Caquot).

1) Des regards visitables:

Regard	Diamètre	Profondeur	volume(m³)
R1	800	1,5	2,421
R3	800	2,31	3,263
R5	1000	3,33	5,113
R7	1000	3,08	4,813
R10	1200	1,89	3,975
R13	1200	2,93	5,390
R16	1500	2,45	5,817
R18	1500	2,96	6,633
R20	1500	3,16	6,953
R23	400	1,5	1,525
R25	400	1,63	1,618
R27	600	1,66	2,098
R29	800	1,53	2,452
R31	800	1,77	2,702
R33	800	1,84	2,774
R53	400	1,4	1,453
R55	400	2,19	2,022
R49	600	3,61	3,814
R51	600	3,73	3,919
R44	1000	3,18	4,933
R35	500	1,3	1,577
R37	500	1,21	1,505
R39	800	1,94	2,878
R41	800	2,55	3,513
R46	500	1,4	1,657
R64	600	1,3	1,781

R66	600	1,85	2,265
R63	800	2,33	3,284
R69	800	2,55	3,513
R71	1000	3,03	4,753
R57	300	1,4	1,257
R59	600	1,25	1,737
R61	600	1,21	1,702
R83	300	1,4	1,257
R82	800	1,3	2,213
R86	800	1,5	2,421
R76	800	1,2	2,109
R79	300	1,3	1,193
R73	400	1,2	1,309
R88	300	1,5	1,321
R91	300	1,5	1,321
volume total			118,246
prix unitaire(DA)			22 000,00
prix total(DA)			2601410,9

2) **Regards non visitables:**

Rogard	Diamètre	Profondeur	volume(m³)
R2	800	2,59	3,594
R4	800	2,78	3,791
R6	1000	3,46	5,308
R8	1000	2,48	4,132
R9	1000	1,81	3,328
R11	1200	1,88	4,001
R12	1200	2,36	4,654
R14	1200	2,82	5,279
R15	1200	2,57	4,939
R17	1500	2,62	6,128
R19	1500	3,3	7,216
R21	1500	3,16	6,992
R22	1500	3,23	7,104
R24	400	1,56	1,607
R26	600	1,71	2,181
R28	600	1,64	2,119
R30	800	1,36	2,314
R32	800	1,84	2,814

R34	800	1,83	2,803
R54	400	1,64	1,665
R56	400	3,06	2,687
R50	600	3,06	3,369
R52	500	3,46	3,344
R45	1000	2,43	4,072
R94	1000	1,45	2,896
R36	500	1,22	1,552
R38	800	1,57	2,533
R40	800	2,14	3,126
R42	800	2,93	3,947
R43	800	3,63	4,675
R47	500	2,81	2,824
R48	500	3,55	3,416
R65	600	1,6	2,084
R67	600	2,1	2,524
R68	800	2,59	3,594
R70	800	2,4	3,396
R72	1000	2,48	4,132
R58	300	1,26	1,206
R60	600	1,2	1,732
R62	600	1,71	2,181
R84	300	1,55	1,392
R85	800	1,5	2,460
R87	800	1,41	2,366
R77	800	1,22	2,169
R78	800	1,66	2,626
R80	300	1,24	1,194
R81	300	1,37	1,277
R74	400	1,3	1,420
R75	400	1,22	1,362
R89	300	1,98	1,667
R90	300	2,38	1,923
R92	300	1,75	1,520
R95	300	2,03	1,699
volume total			164,334
prix unitaire(DA)			22 000,00
prix total(DA)			3615356,8

Tableau VI.11: Devis quantitatif et estimative global des résultats de la méthode Rationnelle.

N°	Designation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Fouille	m ³	11 677,893	500,00	5 838 946,27
2	Lit de pose	m ³	510,196	800,00	408 157,04
3	Enrobage	m ³	3 305,721	250,00	826 430,24
4	Remblai	m ³	6 222,768	250,00	1 555 692,05
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	2 149,403	300,00	644 821,02
TOTAL					9 274 046,61
B	Canalisation				
1	ø300 en BA	ml	837,36	2 600,00	2 177 136,00
2	ø400 en BA	ml	410,22	4 500,00	1 845 990,00
3	ø500 en BA	ml	749,89	5 200,00	3 899 428,00
4	ø600 en BA	ml	645,07	5 800,00	3 741 406,00
5	ø800en BA	ml	696,48	7 200,00	5 014 656,00
6	ø1000en BA	ml	87,61	9 500,00	832 295,00
7	ø1200en BA	ml	465,07	10 500,00	4 883 235,00
8	ø1500en BA	ml	114,31	11 000,00	1 257 410,00
TOTAL:					23 651 556,00
C	Construction des regards en béton armé				
1	Les Regards visitable	m ³	104,200	22 000,00	2 292 390,10
2	Les Regards non visitable	m ³	150,114	22 000,00	35 217 992,71
	Tompon	unite	41	15000	615 000,00
TOTAL C					6209889.30
Prix HT					39135491.91
TVA 19%					7435743.46
TTC					46571235.37

Tableau VI.12: Devis quantitatif et estimative global des résultats de la méthode superficielle (Caquot).

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Fouille	m ³	12 901,052	500,00	6 450 525,93
2	Lit de pose	m ³	560,879	800,00	448 703,04
3	Enrobage	m ³	3 859,782	250,00	964 945,39
4	Remblai	m ³	6 310,255	250,00	1 577 563,76
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	2 731,015	300,00	819 304,57
TOTAL A					17 120 912,50
B	Canalisation				
1	ø300 en BA	ml	583,82	2 600,00	1 517 932,00
2	ø400 en BA	ml	409,38	4 500,00	1 842 210,00
3	ø500 en BA	ml	254,38	5 200,00	1 322 776,00
4	ø600 en BA	ml	580,9	5 800,00	3 369 220,00
5	ø800en BA	ml	1224,28	7 200,00	8 814 816,00
6	ø1000en BA	ml	373,87	9 500,00	3 551 765,00
7	ø1200en BA	ml	286,23	10 500,00	3 005 415,00
8	ø1500en BA	ml	293,15	11 000,00	3 224 650,00
TOTAL B					26 648 784,00
c	Construction des regards en béton armé				
1	Les Regards visitable	m ³	118,246	22 000,00	2 601 410,90
2	Les Regards non visitable	m ³	164,334	22 000,00	46 371 107,40
3	Tompon	unite	41	15000	615 000,00
TOTALE C					683167.70
Prix HT					50601464.20
TVA 19%					9614278.20
TTC					60215742.40

Remarque : les prix unitaires sont donnés par les services techniques la D.H.W de M'sila.

VI.7. Conclusion:

Ce chapitre nous permet de présenter la démarche et les étapes d'élaboration du devis quantitatif et estimatif d'un projet d'assainissement.

Ce devis estimatif nous renseigne sur l'importance du projet en matière de cout.

Le calcul du devis quantitatif et estimatif pour les résultats des deux méthodes nous permet de voir l'écart financier entre deux méthodes. Autrement dit, l'écart de cout de l'utilisation d'une méthode par apport à l'autre malgré que le volet technique est prioritaire sur le volet économique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale:

A la fin de ce travail, on peut conclure que l'étude d'un projet d'assainissement repose sur plusieurs critères dépendant de la nature du terrain, la quantité des eaux usées et pluviales à évacuer de la zone d'étude vers les points de rejet tout en minimisant le coût de réalisation.

C'est sur ce principe d'étude technico-économique que nous avons élaborés notre étude d'assainissement d'une partie de la ville nouvelle du chef-lieu de M'sila (extension nord-est).

De tous ces critères, résulte le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Pour notre zone d'étude, nous avons déterminés les débits des eaux pluviales par deux méthodes (Rationnelle et Superficielle) pour une période de retour de 10 ans vu qu'il s'agit d'une zone urbaine. Les débits des eaux usées (domestique et services publics) sont calculés aussi pour connaître la quantité à évacuer vers la station d'épuration.

L'étape de dimensionnement du réseau, favorisant un écoulement gravitaire de l'eau, et en définissant le meilleur tracé possible des collecteurs s'est fait aussi par deux méthodes (Rationnelle et Superficielle).

Après la projection de différents ouvrages annexes d'assainissement, notre réseau est raccordé au collecteur existant.

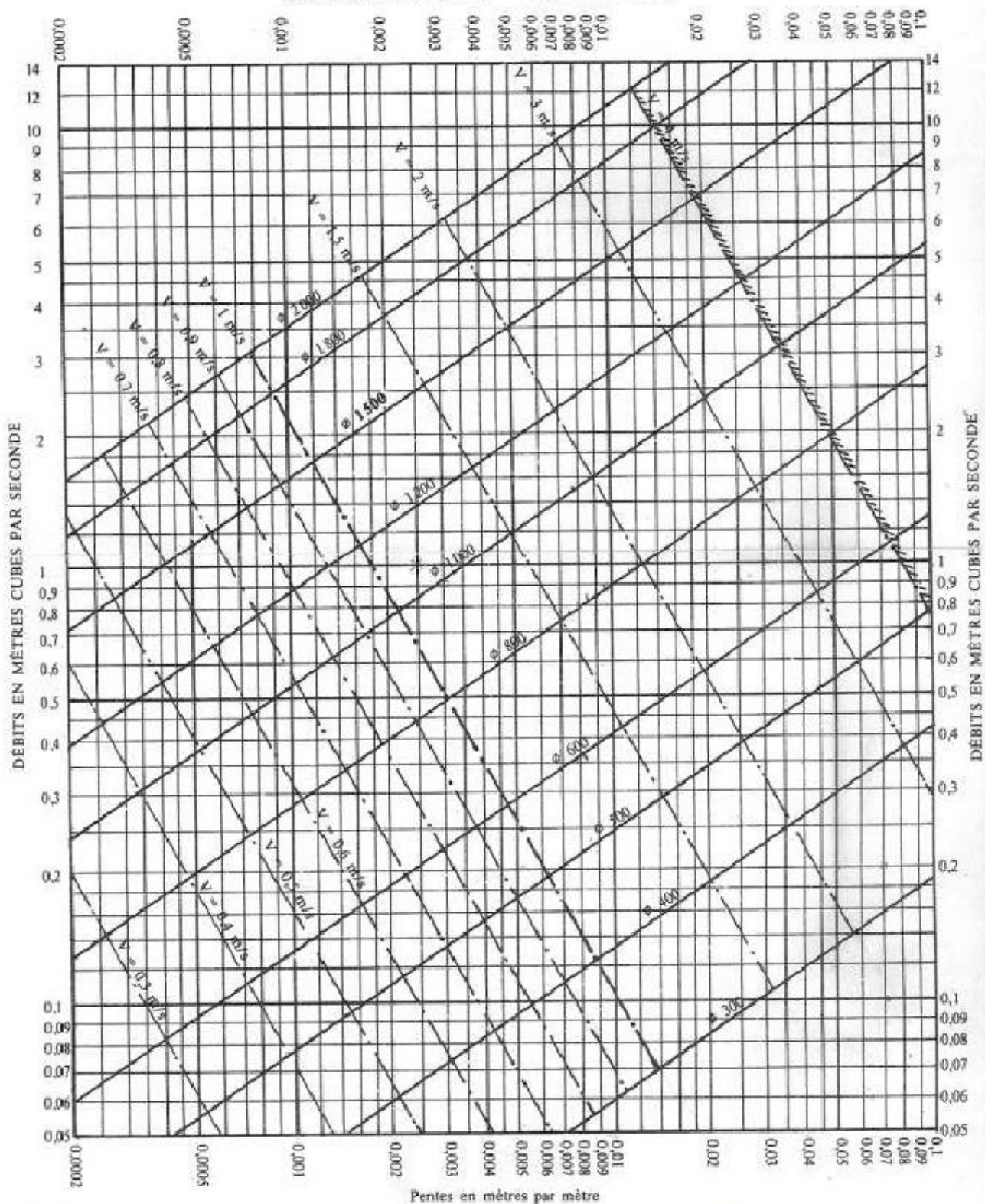
Après analyse et comparaison des résultats trouvés par deux méthodes (débits et diamètres), on peut dire qu'on moyenne la méthode superficielle sur dimensionne les réseaux ; cela représente une sécurité pour notre réseau mais le coût sera élevé.

En plus de la comparaison des résultats avec ses deux méthodes, ce travail nous permis de présenter les étapes d'utilisation de chacune en tenant compte de leurs limites d'applications .

Enfin, Le calcul du devis quantitatif et estimatif pour les résultats des deux méthodes nous permet de voir l'écart financier entre deux méthodes. Autrement dit, l'écart de coût de l'utilisation d'une méthode par rapport à l'autre malgré que le volet technique est prioritaire sur le volet économique.

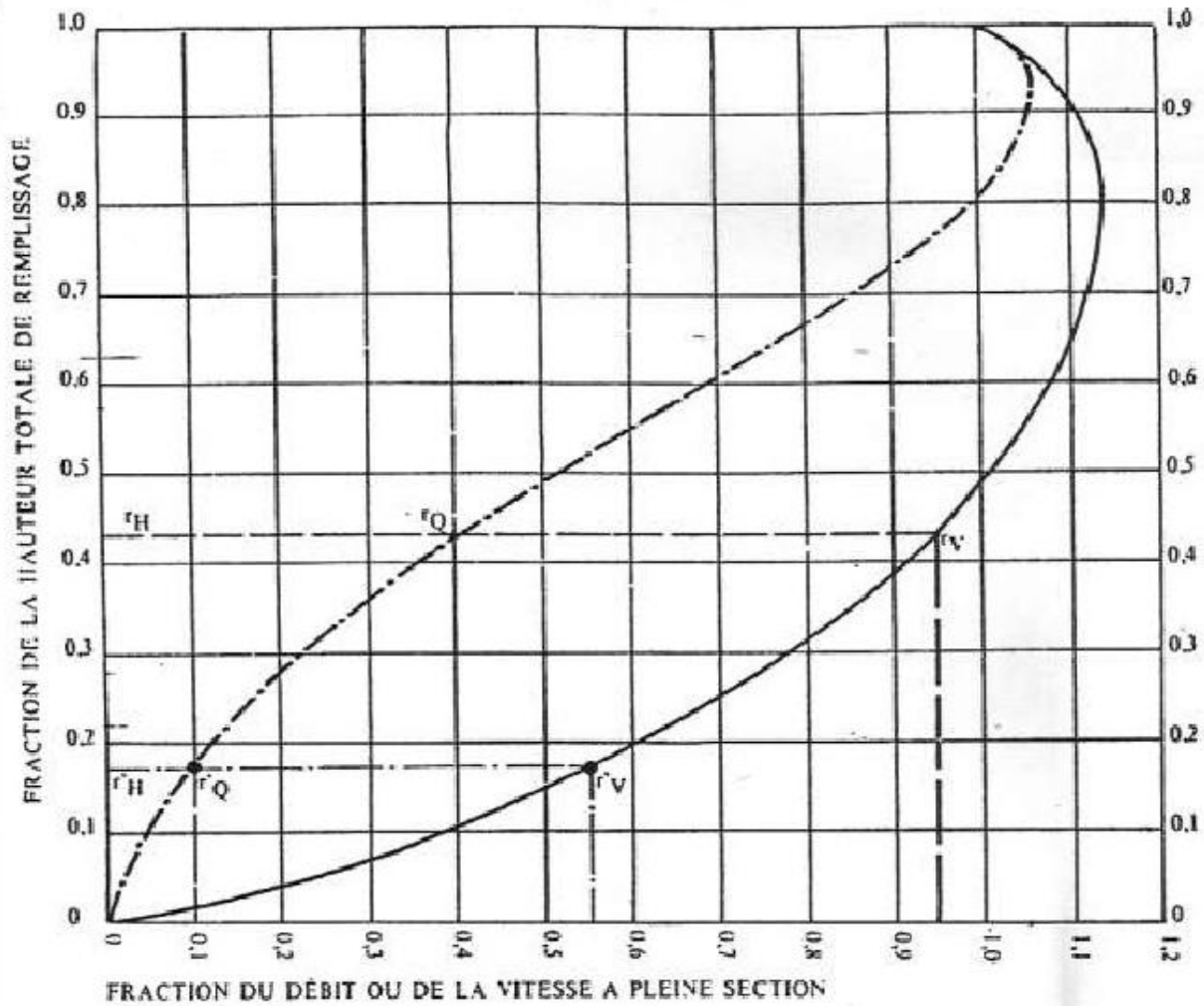
Annex

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



VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitives des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0.55$ et $r'_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.07$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1.14$) est obtenue avec $r_H = 0.80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Pour calculer les paramètres hydrauliques de la méthode superficielle (Caquot) nous avons utilisés les deux abaques.



Figure : Regard.



Figure : Avaloir.

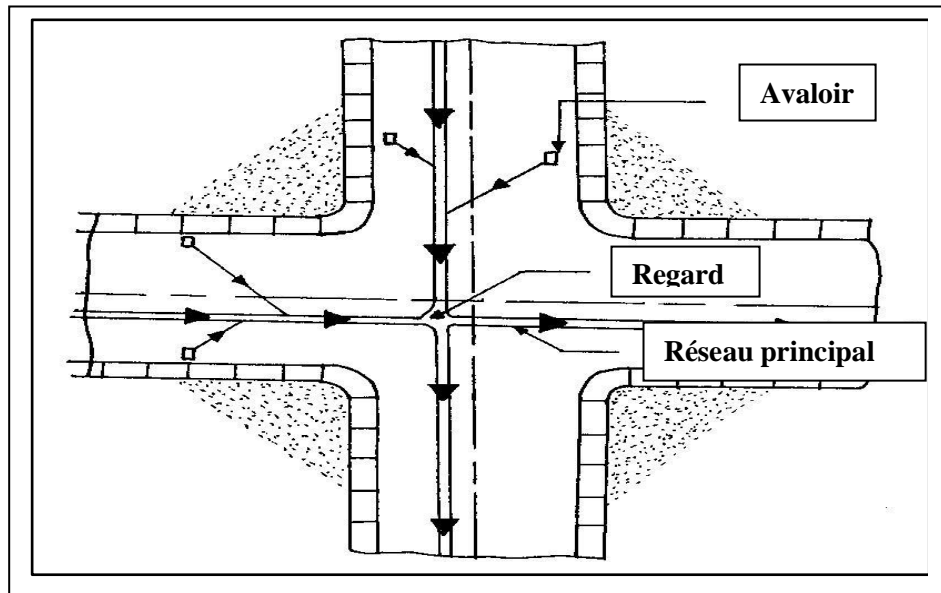


Figure : Emplacement l'avaloir.



Figure : tampon.



Figure : conduite en béton armé.

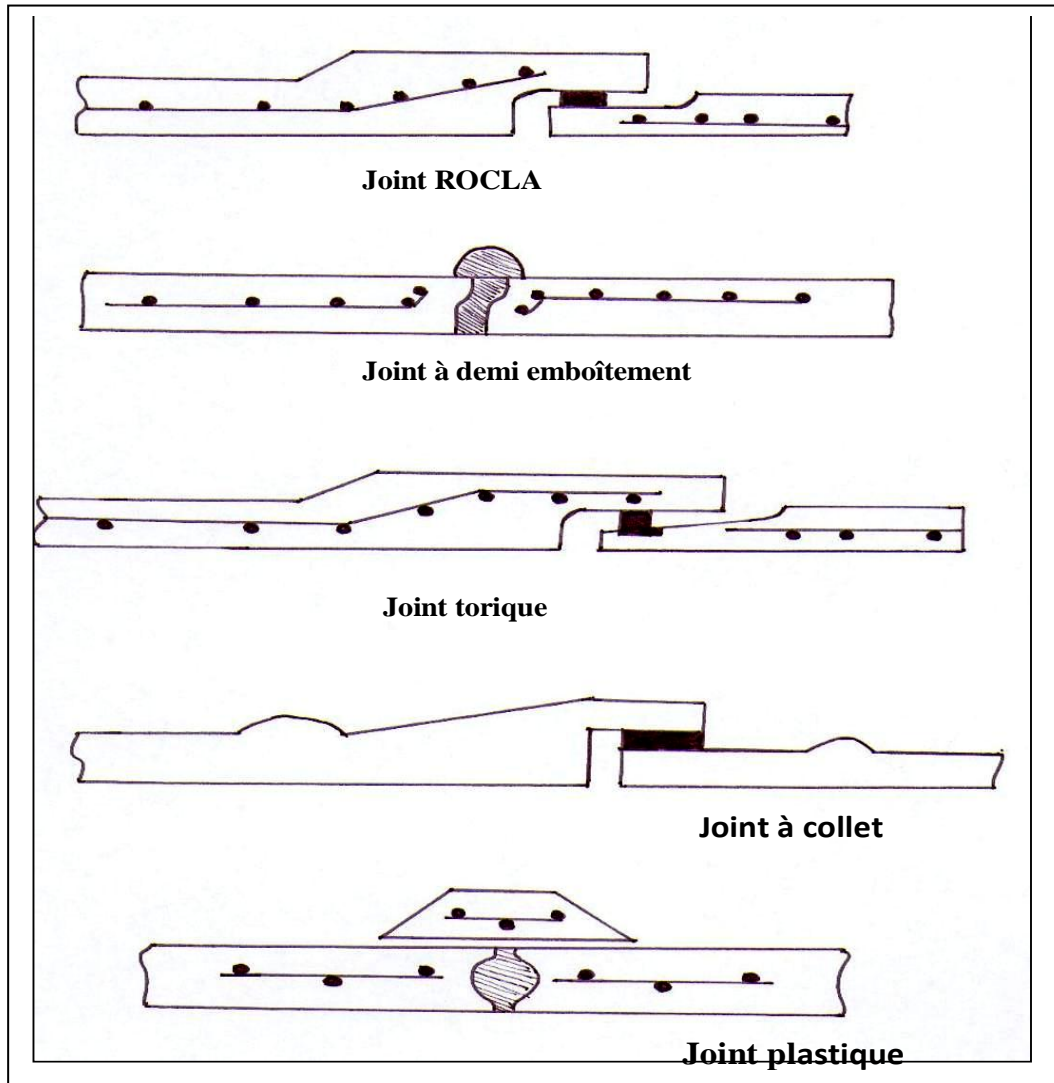


Figure : Divers joints sur tuyau en béton.

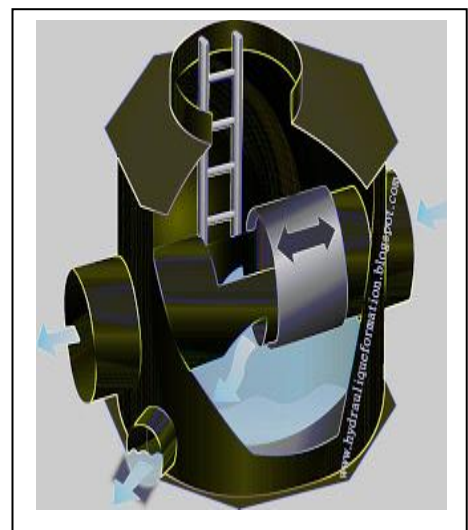
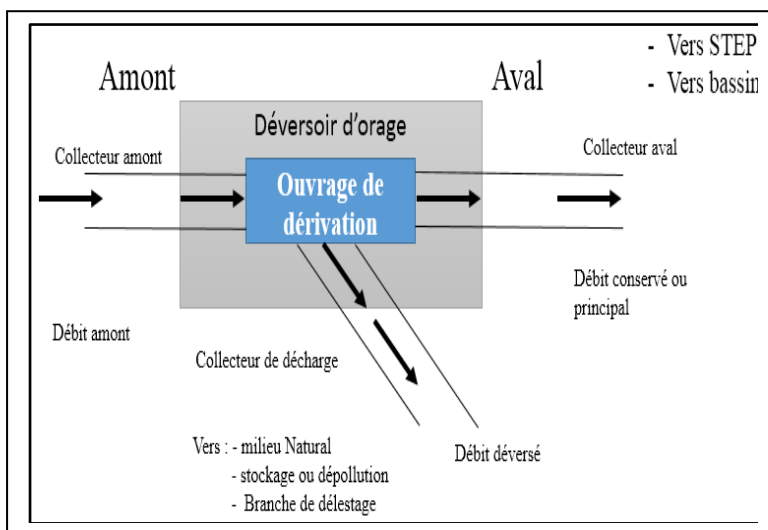


Figure : le déversoir d'orage.

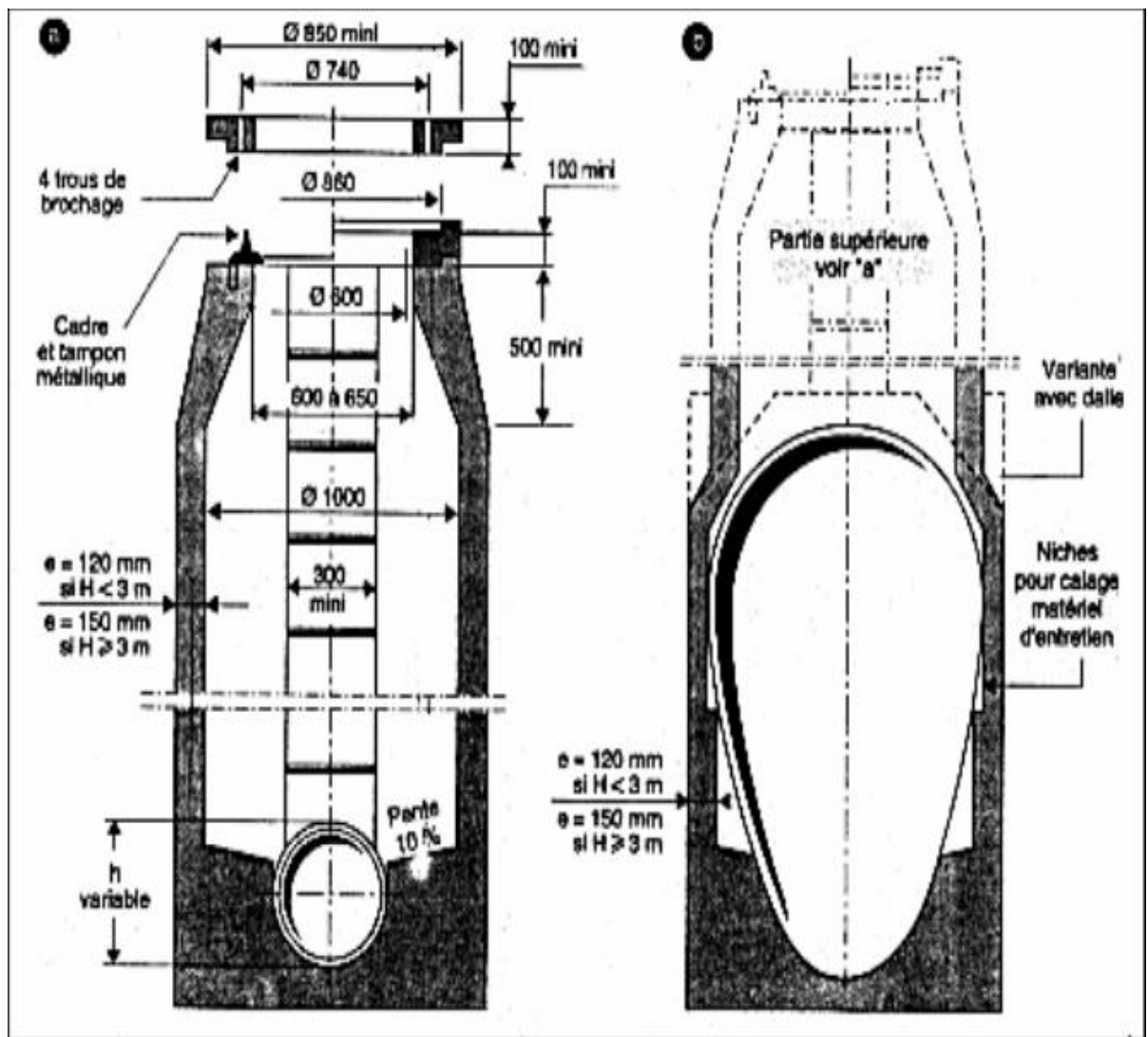


Figure : Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre et non circulaire.

BIBLIOGRAPHE

[1] Agence National recoure hydrique (A N R H)

[2] APC de M'sila

[3] TOUAIBIA, B, «Manuel pratique d'hydrologie 2004» école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA

[4] DERAIS SEDIK «étude de rénovation et d'extension du réseau d'assainissement de la ville de chebli (w. Blida), l'ENSH 2005.

[5] Coure 3^{ème} Année Université Mohammed Boudiaf de M'SILA - département de hydraulique ENSH 2015/2016.

[6] François G, Brière « distribution et collecte des eaux », édition de l'école polytechnique de Montréal, 1997.»

[07] GOMELLA, C, GUERREE, H, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris

[08] SALAH, B, 1993 « polycop d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA

[9] GUERREE.H, GOMELLA.C «Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales EYROLLES Paris .1982 »

[10] BOURAI .S (Mémoire de fin d'étude d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement) de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) 2005.

[11] BELABESS ABDELWAHAB .KHAZNADJI.ISMAIL «mémoire de fin d'études Ré habitation d'un réseau d'assainissement de la ville de BORDJ EL GHDIR (w.BBA ,M'sila 2008».

[12] DERNOUNI.F. (Cours d'assainissement, ENSH 2004).

[13] BELAOUAKLI.B (Cours Organisation de chantier 5^{ème} année, 2006).

[17] le site ([http:// hydraulique formation .blogspot.com](http://hydraulique_formation.blogspot.com)) 2013