

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرابوي"

ⵎⵓⵎⵉⵏⵜ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉⵔ ⵏ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU SYSTEME
D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE DE MOHAMED
BELOUZDAD (W.ALGER)**

Présenté par :

TARDJAOUI Chafika.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	MCA	Président
HACHEMI Abdelkader	MCA	Examinateur
MOKRANE Wahiba	MCB	Examinateur
KADI Latifa	MAA	Examinateur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Octobre 2022

Remerciements:

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu tout puissant de nous avoir donné la volonté et le courage pour achever ce travail.

- *Toute ma gratitude pour mon promoteur monsieur SALAH Boualem pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.*
- *Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.*
- *Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.*
- *Je n'oublie pas non plus tous les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragés pour atteindre mes objectifs.*

Dedicace:

Je dédie ce modeste travail :

- *A ma chère maman Zahia: pour ses sacrifices et son soutien moral .Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel à cette brave femme.*
- *A mon père M'hamed : pour son soutien moral et matériel.*
- *A mon mari Abdelmalek Bengayou qui a toujours été mon soutien dans tous les moments difficiles.*
- *A mes chers beaux-parents pour tous leurs encouragements à moi. A mes sœurs et frères.*
- *Aux enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.*
- *A tous ceux qui m'ont aidé et encouragé dans mon parcours.*

مستخلص

بعد الملاحظات التي تمت في الموقع، المتواجد ببلدية محمد بلوزداد - ولاية الجزائر- و هي مدعمة بشبكة صرف صحي فوضوية ، متداعية ومتدهورة وفقا لتشخيص تم اجراؤه خاصة خلال فترات هطول الامطار فقد لوحظت فيضانات في اماكن معينة مما اكد ان قدرة الشبكة لم تعد كافية ولهذا فالهدف من دراستنا هو اعادة تصميم و انجاز شبكة تصريف جديدة قادرة على تلبية احتياجات التصريف الحالية و المستقبلية لدى المنطقة.

Résumé

Après des constats menés sur site dans la commune de Mohamed Belouizdad - Wilaya d'Alger- est dotée d'un réseau d'évacuation anarchique et vétuste, physiquement détérioré selon un diagnostic physique effectué. Durant les périodes de pluie, il a été constaté des débordements dans certains endroits de la commune dûs certainement à un sous dimensionnement. L'objectif de notre étude vise, suite à un calcul de base , à redimensionner et concevoir un nouveau système d'évacuation capable de répondre aux besoins de rejet de la dite commune à un horizon futur .

Abstract

After observations made on site, the municipality of Mohamed Belouizdad located in the Wilaya of Algiers has an anarchic and dilapidated drainage network, according to a physical diagnosis. During the periods of rain, overflows were observed in certain places in the municipality certainly ow it to under-sizing. The goal of our vice study, following a basic calculation, to resizeand design a new evacuation system capable of meeting the discharge needs of the said common to a future horizon.

SOMMAIRE:

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I Présentation de la zone d'étude.

Introduction	2
1. Présentation de la commune de Mohamed Belouizdad.....	2
2. Situation géographique de la commune	2
3. Données naturelles du site	3
3.1. Présentation du bassin versant urbain de la commune de Belouizdad	3
3.2. Situation topographique.....	3
3.3. Géologie.....	4
4. Situation climatique.....	5
4.1. Climat	5
4.2. Température	5
4.3. Ensoleillement.....	5
4.4. Humidités de l'air.....	5
4.5. Les vents	5
5. Pluviométrie.....	6
6. Situation hydraulique de la commune	6
6.1. Situation en assainissement:	6
6.2. Situation en AEP	6
Conclusion.....	6

Chapitre II Diagnostic du système.

Introduction	7
1. Généralités sur système d'assainissement:	7
2. Objectifs d'une étude de diagnostic	7
3. Phases principales d'une étude de diagnostic	8
3.1. Recueil et exploitation des données	8
3.2. Le pre-diagnostic	8
3.3. Reconnaissance approfondie.....	8
3.4. Aperçu général du réseau d'assainissement existant:.....	9
4. État des regards	9
Conclusion	11

Chapitre III Etude hydrologique.

Introduction	12
1. La série des données pluviométriques	13
2. Homogénéisation des données.....	14
3. Etude des précipitations maximales journalières	14
3.1 Ajustement de la série	15
3.1.1. Ajustement à la loi de Gumbel.....	16
3.1.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)	17
3.1.3. Choix de la loi d'ajustement	18
3.1.4. Interprétation des graphiques	19
3.2. Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	20
3.2.1. Pluies de courte durée.....	20
3.2.2. Intensités de courte durée	20

4.	Intensité moyenne maximale	21
	Conclusion.....	21

Chapitre IV Calcul de base.

	Introduction	22
1.	Situation démographique	22
2.	Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires.....	22
3.	Système d'évacuation des eaux.....	23
3.1.	Les différents systèmes d'assainissement.....	23
3.1.1.	Le système unitaire.....	23
3.1.2.	Le système séparatif	24
3.1.3.	Le système pseudo-séparatif	24
3.1.4.	Système mixte	24
3.1.5.	Système autonome.....	25
3.1.6.	Système composite	25
3.2.	Le choix du système d'assainissement	26
4.	Schema d'evacuation des eaux	26
4.1.	Les différents schémas d'assainissement.....	26
4.1.1.	Schéma perpendiculaire.....	27
4.1.2.	Schéma par déplacement latéral.....	28
4.1.3.	Schéma transversal ou oblique.....	28
4.1.4.	Schéma par zones étagées.....	28
4.1.5.	Schéma radial	29
4.1.6.	Le choix du schéma d'évacuation	29
5.	Le coefficient de ruissellement	29
5.1.	Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement.....	31
5.2.	Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	32
6.	Calcul de la population pour chaque sous bassin.....	33
	Conclusion.....	34

Chapitre V Estimation des débits à évacuer.

Introduction	35
1. Origine et nature des eaux à évacuer.....	35
1.1. Les eaux usées.....	35
1.1.1. Les eaux usées domestiques.....	35
1.1.2. Les eaux usées des services publics.....	35
1.1.3. Les eaux usées industrielles	35
1.1.4. Les eaux parasites.....	35
1.2. Les eaux pluviales	36
2. Estimation des débits des eaux usées	36
2.1. Débits des eaux usées domestiques	36
2.1.1. Débit moyen journalier	37
2.1.2. Débit de pointe	37
2.2. Débits des eaux usées des établissements publics.....	38
2.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer	39
3. Estimation des débits des eaux pluviales.....	40
3.1. La méthode rationnelle	40
3.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité	41
3.1.2. Validité de la méthode rationnelle.....	41
3.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle	41
3.1.4. Temps de concentration	41
3.1.5. Critique de la méthode rationnelle	42
3.2. La méthode superficielle.....	43
3.2.1. Validité de la méthode superficielle	43
3.2.2. Formules d'assemblage et d'équivalence	44
3.2.3 Critique de la méthode superficielle.....	45
4. Calcul des débits pluviaux	46
5. Calcul des débits totaux.....	47
Conclusion.....	47

Chapitre VI Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Introduction	49
1. Principe de conception d'un système d'assainissement	49
2. Conditions de dimensionnement	50
3. Hypotheses de calcul	50
4. Mode de dimensionnement des canalisations	51
5. Resultats du dimensionnement.....	53
Conclusion.....	58

Chapitre VII Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes .

Introduction	59
1. Les ouvrages principaux	59
1.1. Les canalisations	59
1.1.1. Formes et sections de conduites	59
1.1.2. Critères du choix de conduite.....	60
2. Types de matériaux	60
2.1. Conduite en fonte	60
2.2. Conduite en amiante ciment	60
2.3. Conduite en grés.....	60
2.4. Conduite en matière plastique.....	61
2.5. Conduite en béton armé	61
3. Ouvrages annexes.....	62
3.1. Ouvrages normaux	62
3.2. Ouvrages spéciaux.....	63
Conclusion.....	64

Chapitre VIII Pose de canalisation et cout du projet.

Introduction	67
1. Contraintes sur les conduites	67
2. Implantation des canalisations ;	67
3. Execution des travaux.....	68
3.1. Décapage de la couche végétale.....	68
3.2. Implantation des regards et des axes des tranchées.....	68
3.3. Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards	69
3.4. Aménagement du lit de pose.....	70
3.4.1. Profondeur de la tranchée	71
3.4.2. Largeur de la tranchée	72
3.4.3. Volume des déblais des tranchées	72
4. Choix des engins de terrassement	73
5. La mise en place de la canalisation	74
6. Construction des regards	75
7.1. Pose des conduites dans des terrains aquifères	75
7.2. Pose des conduites dans un terrain mauvais	76
7.3. Traversée de route	76
7.4. Traversée de l'oued	76
7.5. Contrebutée latérale.....	76
Conclusion.....	76

Chapitre VIII Entretien et gestion du réseau d'assainissement.

Introduction	78
1.Gestion des systemes d'assainissement.....	78
2.Travaux de gestionnaire	78
2.1-Connaissance du réseau.....	<u>78</u>
2.2-Surveillance du réseau	78
2.3-Operations périodique d'entretien	78
2.3.1-Travaux d'entretien	79
2.3.2-Travaux spécifiques	79
1-Désodorisation	80
2-Détection d'eaux parasites.....	80
3-Réhabilitation des réseaux.....	80
2.4-Exploitation du réseau.....	81
1.Objectifs de l'exploitation	81
2.Tâches de l'exploitant	81
3.Techniques d'exploitation des réseaux.....	82
3-Matériels de curage d'ouvrages visitables	82
Conclusion.....	83
CONCLUSION GENERALE	84

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la commune de Mohamed Belouizdad.

Tableau I.1 Tempirature moyenne mensuelles	5
Tableau I.2: Durées moyennes mensuelles d'ensoleillement en (h/j)	5
Tableau I.3: Humidités relatives mensuelles en %	5
Tableau I.4 : Vitesses du vent mensuelles en m/s	5

Chapitre II : Diagnostic du système.

Chapitre III : Etude Hydrologique.

Tableau III.1: Identification de la station pluviométrique	12
Tableau III.2: série pluviométrique station de Birmouradraies	13
Tableau III.3: résultat du test de la médiane	14
Tableau III.4: caractéristiques de la série pluviométrique	15
Tableau III. 5: Ajustement à la droite de log normal	18
Tableau III. 6 : résultat du test de Pearson.....	19
Tableau II. 7 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	21

Chapitre IV: Calcul de bas.

Tableau . 1: Avantages et inconvénients du système unitaire.....	23
Tableau . IV 2: Avantages et inconvénients du système séparatif.....	25
Tableau IV.3: coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....	30
Tableau IV 4: coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	31
Tableau IV.5: .coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	31
Tableau IV.6: coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	31
Tableau IV.7: coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	32
Tableau IV.8:Nombre d'habitants pour chaque sous bassin... ..	33

Chapitre V :Evaluation des débits à évacuer.

Tableau V.1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	38
Tableau V.2: Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin	39
Tableau V .3: Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin... ..	40
Tableau V.4: Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	45
Tableau V.5: Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	46
Tableau V.6: Débits totaux des eaux.....	47

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Tableau VI.1: Le Coefficient de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois	51
Tableau VI.2: Dimensionnement des collecteurs	53
Tableau VI.3: Dimensionnement des collecteurs	54
Tableau VI. 4: Dimensionnement des collecteurs	55
Tableau VI. 5: Dimensionnement des collecteurs	56
Tableau VI. 5: Dimensionnement des collecteurs	57

Chapitre VII: Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.

Chapitre VIII: Pose de canalisation et cout du projet.

Tableau VIII.1 : détermination du coefficient des talus (m)	71
Tableau VIII.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	78

Chapitre VIII : Entretien et gestion du réseau d'assainissement.

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de la commune de Mohamed Belouizdad.

Figure I-1 : Situation de la commune de Mohamed Belouizdad	2
Figure I-2 : Limites de la commune de Mohamed Belouizdad	2
Figure I-3 : Bassin versant urbain de la commune de Belouizdad.....	3
Figure I-4: Ensemble topographique et altimétrique de la zone d'étude.....	3
Figure I-5 : Principales unités géologiques de l'Algérie du Nord.....	4
Figure I-6 : Géologie de la zone d'étude	4
Figure I-7 : Les sous zones de la commune.....	6

Chapitre II : Diagnostic du système.

Figure II-1 : collecteur en mauvaise état	9
Figure II-2 : collecteur complètement bouché	10
Figure II-3 : collecteur complètement bouché	10
Figure III-4 : collecteur complètement dégradé.....	11
Figure III-5 : collecteur complètement bouché.....	11

Chapitre III : Etude Hydrologique.

Figure III-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel	17
Figure III-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale	18

Chapitre IV: Calcule de bas.

Figure IV -1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	22
Figure IV -2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	24
Figure IV -3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	26
Figure IV -4 : Schéma perpendiculaire.....	26
Figure IV-5 : Schéma par déplacement latéral.....	27
Figure IV -6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	27
Figure IV -7 : Schéma par zones étagées.....	27
Figure IV -8 : Schéma radial.....	28

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer.

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Chapitre VII: Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.

Figure VII-1: Joints sur tuyaux en amiante ciment	62
Figure VII-2 : Joints sur tuyau en grès	62
Figure VII-3 : Joints sur tuyaux en béton	63
Figure VII-5 : Exemple de déversoir à double seuil.....	64
Figure VII-6 : Exemple de deversoir frontal.....	66

Chapitre VIII: Pose de canalisation.

Figure VIII-1 : Pose du lit de sable	67
--	----

Introduction générale :

L'assainissement des agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine ; dans des conditions satisfaisantes.

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

Dans cet aspect ; notre étude est portée sur la commune de Mohamed Belouizdad wilaya d'Alger Notre étude consiste à projeter un réseau d'assainissement dans cette ville, pour but de protéger la santé humaine contre la propagation des maladies nocives qui peut résulter par les déférents rejets, et répond aux besoin des rejets actuels en se basent par un diagnostique physique.

CHAPITRE I :
**Présentation de la zone
d'étude.**

Introduction :

Pour tout projet en hydraulique, la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable, pour cela la collecte des données (géographiques, topographiques, géologiques, climatiques) doit être menée correctement car elles jouent un rôle important dans l'approche choisi pour la conception du projet.

1. Présentation de la commune de Mohamed Belouizdad :

La commune de Mohamed Belouizdad est l'un des quartiers de la ville d'Alger_avec une superficie de 216 ha,44050 habitants et une densité de 20393hab/km² (RGPH en 2008).Elle se situe à environ de 3 km au sud-ouest du centre-ville.

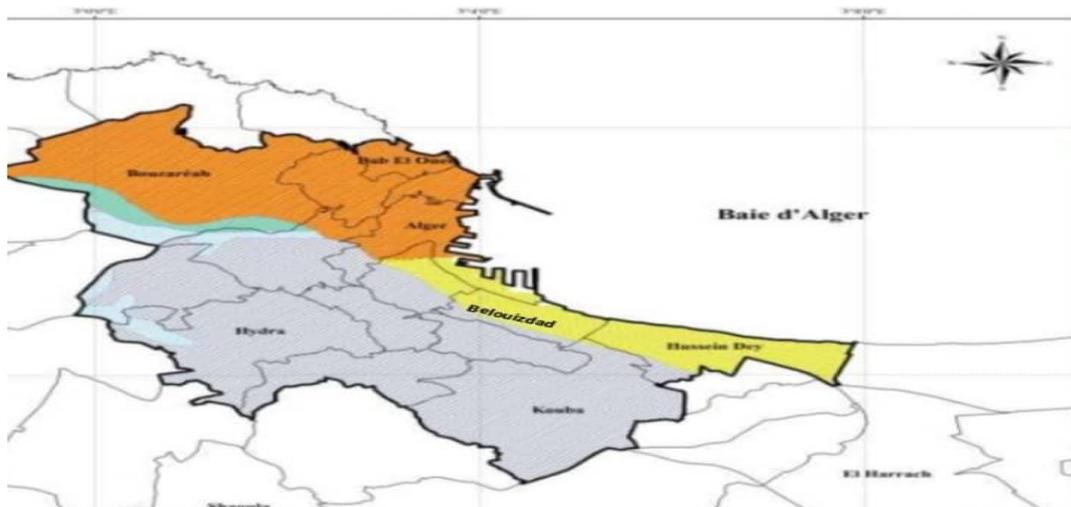


Figure I-1 : Situation de la commune de Mohamed Belouizdad. Source:Google.

2. Situation géographique de la commune :

La superficie d'étude est délimitée commue suite :

- Au nord par une partie du port d'Alger et la mer méditerranéenne.
- A l'Est par les deux communes Hussein Dey et Kouba.
- A l'ouest par la commune de Sidi M'Hamed ; Au sud par la commune d'El Madania .



Figure I-2 : Limites de la commune de Mohamed Belouizdad.

3. Données naturelles du site:

3.1-Présentation du bassin versant urbain de la commune de Belouizdad:

Notre commune appartient au bassin versant côtier 6, ce bassin présente un faible réseau hydrographique, il est drainé par deux écoulements, le premier prend naissance à 130m d'altitude près de « Diar Saada », et le deuxième venant du cimetière de sidi M'hamed et traversant les ruelles d'El Hamma, pour rejoindre le premier écoulement et se jettent à la mer

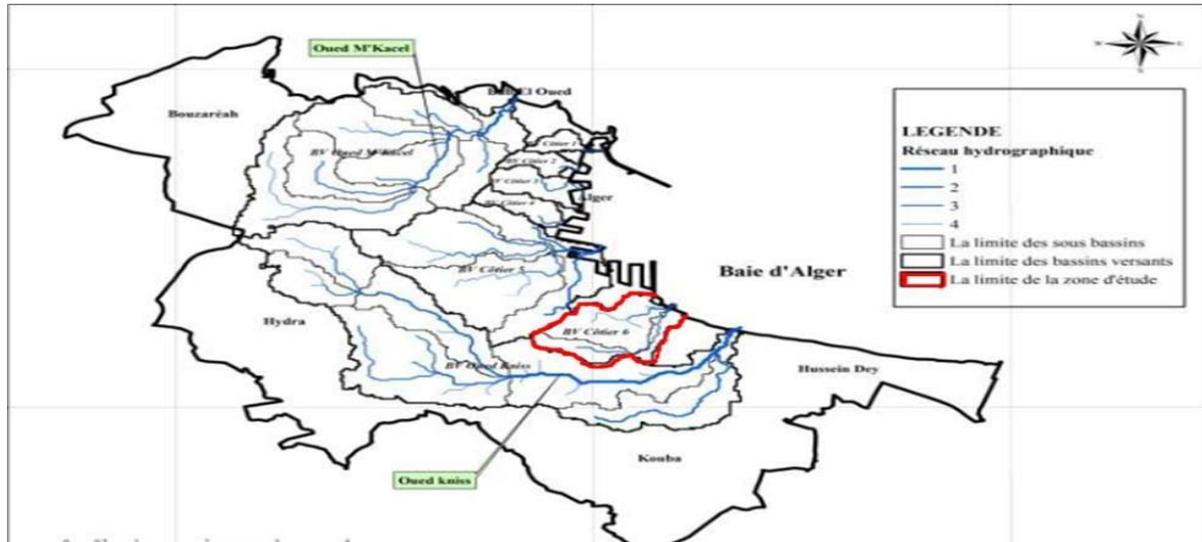


Figure I-3 : Bassin versant urbain de la commune de Belouizdad. Source : TH8942.pdf

3.2-Situation topographique :

Comme on a cité par avant, notre commune s'établie sur le bassin versant côtier 6, qui est caractérisé par la présence de faibles à moyenne pentes de 0° jusqu'à 21° ; dont les altitudes varient de 0 à 50m.

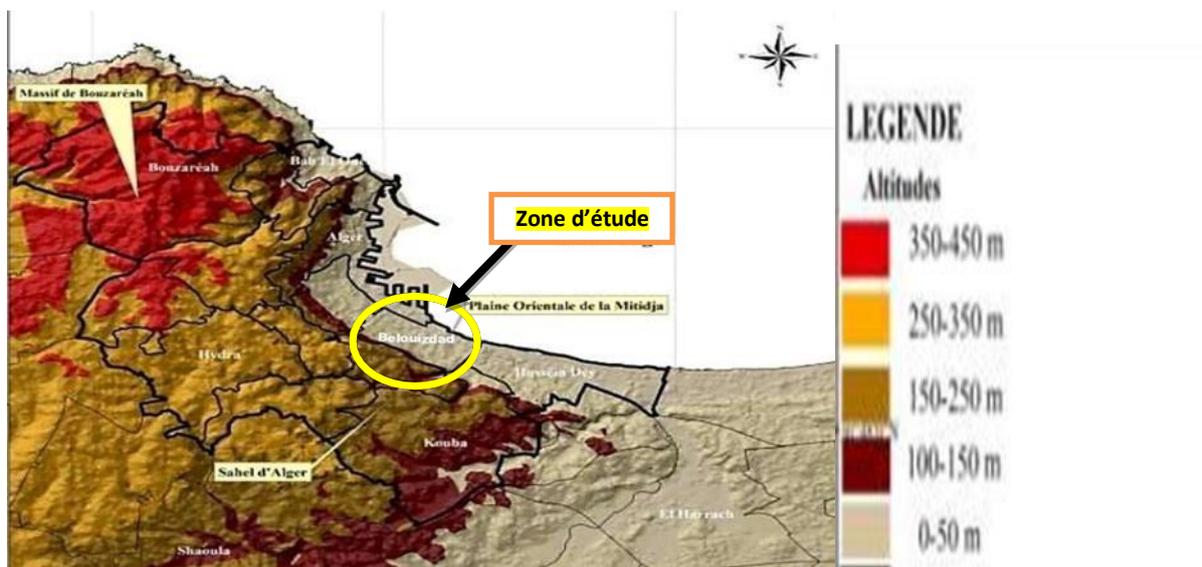


Figure I-4 : Ensemble topographique et altimétrique de la zone d'étude. Source : TH8942.pdf

3.3-Géologie :

Le Nord de l'Algérie est délimité par les éléments suivants :

- au Sud : l'Atlas saharien, une chaîne de montagnes d'origine alpine ;
- au centre : des plates-formes comme la Meseta Oranaise à l'ouest et le môle d'Ain Regada à l'est
- dans la partie septentrionale, l'Atlas Tellien, zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur. Des bassins néogènes tardifs comme le Chétif et le Hodna se sont installés sur ces nappes.

La carte page suivante présente de manière synthétique les principales unités géologiques de l'Algérie du Nord

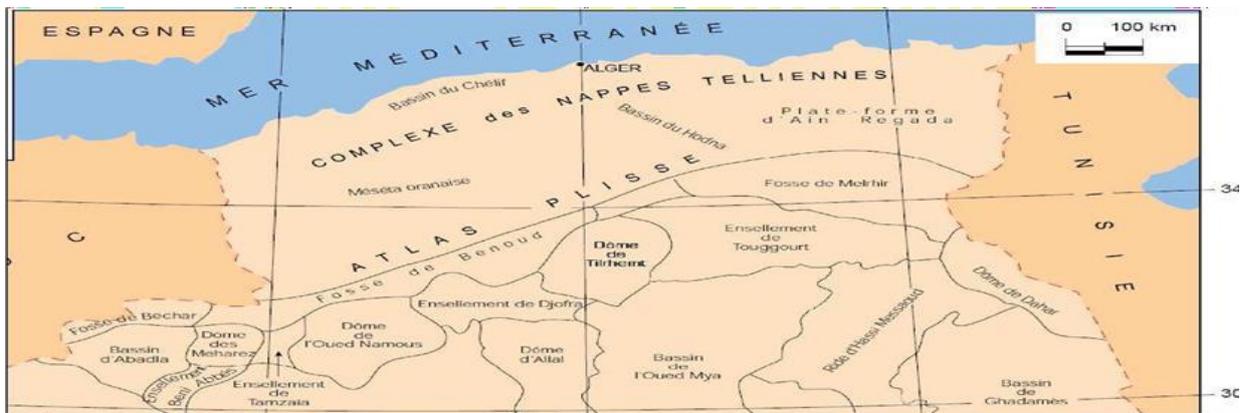


Figure I-5: Principales unités géologiques de l'Algérie du Nord Source: RPA2003 .

La zone d'étude est située dans la partie septentrionale de la chaîne Tellienne, dans la plaine Sub-côtière à l'aval de la région de la Mitidja. Il traverse pour l'essentiel des formations Quaternaires et du Pliocène est constitué essentiellement de limon, d'alluvions sable et de cailloutis. Les formations géologiques sur la zone d'étude sont présentées sur la figure page suivante :

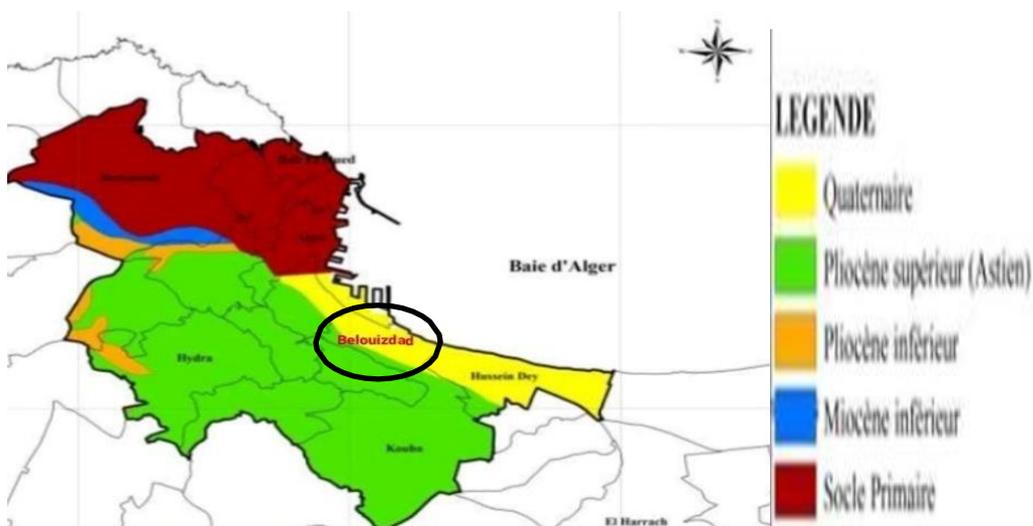


Figure I-6: Géologie de la zone d'étude.

Source : TH8942.pdf

4.Situation climatique :**4.1-Climat :**

L'analyse des données de la station climatologique de Dar El Beida montre que la région de Belouizdad est caractérisée par un climat chaud en été (souvent plus de 30°C) et humide en hiver. Juillet et août sont les mois les plus chauds. En hiver, les températures les plus basses enregistrées sont en moyenne de 6°C. Il existe donc de grands écarts de température entre l'hiver et l'été.

4.2-Température :

Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Dar El Beida .

Tableau (I-1) : Température moyenne mensuelle(c°)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout
Tc°	23.2	19.4	15.3	12.1	11.0	11.8	12.8	14.6	17.6	21.2	24.3	25.2

Source : station climatologique de Dar El Beida

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 5.8° C à 31.1°C pour la région. Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est supérieure à 30°C. Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes du mois varient de 5.8 à 6.9 °C.

4.3-Ensoleillement :

La durée en heures d'ensoleillement a été mesurée à la station de Dar El Beida, les moyennes mensuelles sont données par le tableau suivant :

Tableau (I-2) : Durées moyennes mensuelles d'ensoleillement en (h/j)

Mois	Sept	oct.	nov.	déc.	Jan	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juill.	Aout
Ensoleillement en heures	8.7	7.1	5.7	4.8	5.1	5.8	6.6	7.7	8.8	10.1	11.1	10.3

Source : station climatologique Dar El Beida

4.4-Humidités de l'air :**Tableau (I-3) : Humidités relatives mensuelles en %.**

Mois	Sept	oct.	nov.	déc.	Jan	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juill.	Aout
Humidité (%)	67.6	70.3	71.1	73.5	74.8	72.4	71.5	72.0	70.1	69.3	66.9	66.5

Source : station climatologique Dar El Beida

4.5-Les vents :

Les vitesses du vent sont relativement modérées, elles varient de 2,8 à 3,4 m/s.

Tableau (I-4) : Vitesses du vent mensuelles en m/s.

Mois	Sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juill.	Aout
V(m/s)	2.8	2.9	2.9	3.4	3.2	3.4	3.4	3.3	3.0	3.2	3.1	3.0

Source : station climatologique Dar El Beida

5.Pluviométrie :

Le facteur climatologique essentiel reste la pluviométrie, il constitue à lui seul un grand volume d'informations. L'étude des précipitations vise plusieurs objectifs et notamment : l'évaluation des moyens pluviométriques inters annuel pour apprécier les potentialités en eau de la zone d'étude; le régime des précipitations pour la programmation des travaux agricoles et autres travaux publics et de la construction ; L'analyse statistique de la station de Birmandraeis (code 020509) caractérisée par les coordonnées suivantes, X =531.10, Y=382.80 EST et Z = 140m sur une période de 16 ans donne une moyenne interannuelle de l'ordre de 963.mm. (La valeur tirée de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord établit par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH).

6.Situation hydraulique de la commune :**6.1-Situation en assainissement:**

La zone d'étude est caractérisée par un réseau d'assainissement de type unitaire gravitaire, dont ce système ainsi que les ouvrages qui le composent ont été réalisés en période coloniale.

La zone est devisée en six sous zones d'où chaque sous zone a son exutoire, cinq points de rejet vers la mer et un sixième rejet vers le collecteur de oued kniss DN1500.

Notre étude est sur la sous zone 1 de superficie 40 ha: le réseau d'assainissement de cette sous zone collecte les eaux usées et pluviales vers la mer, son collecteur principal est en briques de type ovoïde de diamètre 1500.Notre objectif est d'acheminer ces eaux vers le collecteur pointe piscade DN2500.

6.2-Situation en AEP :

La commune de Mohamed Belouizdad est alimentée à partir du réservoir Kouba 117 de capacité de stockage de 14417 m³ et à partir le réservoir RAVIN de capacité de stockage 1000 m³La dotation d'alimentation en eau potable est fixée à 180l/j/hab.

Conclusion :

Dans ce chapitre en fonction des données disponibles, nous avons présenté la zone d'étude et ses différentes caractéristiques qui nous serviront de base pour le dimensionnement et la conception d'un nouveau système d'évacuation de la dite zone.

CHAPITRE II:
Diagnostic du système.

Introduction :

Le diagnostic des systèmes d'assainissement est une inspection réalisée in situ sur les différents tronçons et ouvrages d'évacuation. Il permet d'observer toutes les pertes de performance; il permet d'établir une éventuelle corrélation entre l'environnement et la déficience du système. Donc l'objectif du diagnostic est l'élaboration d'un bilan issu des résultats techniques et financiers qui permettent soit une réparation, rénovation, ou remplacement du système.

1.Généralités sur le système d'assainissement:

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- Fonction de protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, de temps de pluie ou de temps sec ;
- Fonction de stabilité de ses ouvrages élémentaires ;
- Fonction de protection de l'environnement naturel.

Le dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement est une perturbation du service rendu, sans son arrêt, entraînant une désorganisation de l'un ou plusieurs de ses environnements. Ces dysfonctionnements ont à leurs origines des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système d'assainissement, et plus particulièrement les tronçons :

- L'obsolescence entraîne des mises en charge fréquentes, donc des risques d'inondation;
- Les trous, les fissures, la corrosion interne ou externe d'un ouvrage, peuvent selon leur importance mettre en danger la stabilité structurelle d'un ouvrage, entraînant des déformations de sa géométrie, ou même son effondrement ;
- Ces mêmes dégradations structurelles, peuvent d'une part entraîner l'infiltration d'eau claire parasite, et d'autre part, l'exfiltration des effluents. Dans le premier cas, la dilution des effluents ne permet plus un traitement optimal au niveau des stations d'épuration, et dans le second cas, la pollution d'une nappe phréatique, qu'elle soit exploitée ou pas, est un critère qui prend de plus en plus d'importance. Finalement, la panne d'un réseau d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres, et peut-être même des arrêts de fonction dans certains environnements. Une panne peut être alors définie comme étant l'accomplissement final d'un dysfonctionnement.

2.Objectifs d'une étude de diagnostic:

Une étude de diagnostic se fait par un ensemble des pratiques dans le but d'évaluer l'état structurel et le fonctionnement (efficacité hydraulique) d'un réseau d'assainissement, afin d'en améliorer son exploitation et d'envisager les priorités en terme d'investissements et d'interventions nécessaires à sa bonne évolution. Le diagnostic est donc un indicateur de l'efficacité et de la pérennité du système de collecte (détectant les défauts et

dysfonctionnements, et estimant parfois leurs éventuels impacts). Cette évaluation nécessite d'être actualisée suivant les interventions réalisées sur le réseau.

3. Phases principales d'une étude de diagnostic:

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales sont les suivantes :

3.1- Recueil et exploitation des données : Le recueil des données nécessite au préalable un scénario d'intervention sur terrain pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages. Deux sortes de données peuvent être distinguées.

Données de Base: Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic, ce dernier étant l'acte qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent. Les données de base sont définies comme :

A) Données relatives à la collecte.

- Le nombre d'habitants et leur consommation en eau potable
- La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et la pente).

B) Données relatives au réseau et à ses ouvrages annexes.

C) Données d'orientation :

- Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements ; impact sur le bâti et les réseaux voisins, pollution d'une nappe, etc.
- Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

3.2-Le pré-diagnostic : Après recueil des données, le réseau et les ouvrages doivent être examinés, avec une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

3.3 - Reconnaissance approfondie:

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires ce qui permet de :

- Quantifier les fuites de pollutions dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets ;
 - Détecter les apports des eaux parasites ;
 - Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses, et des métaux lourds ;
 - Vérification de la présence de l'H₂S aux débouchées des conduites de refoulement.
- Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les

renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

3.4-Aperçu général du réseau d'assainissement existant:

Actuellement, le réseau d'assainissement sous zone 01 de la commune de Mohamed Belouizdad a un linéaire de 3200m qui divers les eaux usées et pluviales vers la mer avec une traversée de la voie ferrée et de l'autoroute, son collecteur principale est de type ovoïde de diamètre 1500. Il a été constaté que plusieurs collecteurs sont construits en brique spécialement les ovoïdes très anciens, et qui ont causé des affaissements, ces derniers doivent être abandonnés et projeter de nouveaux collecteurs.

4.État des regards:

La majorité des regards sont dans un état lamentable (envasé), ceci est dû au manque d'entretien. De plus, ces regards ne sont pas munis d'échelles et ils sont parfois sans dalles, ce qui provoque leurs remplissages par des débris et par la terre. La négligence abusive dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non distinguable car ils sont recouverts par les chaussées, l'accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non abrités. Les photos suivantes démontrent l'état des regards et des collecteurs.

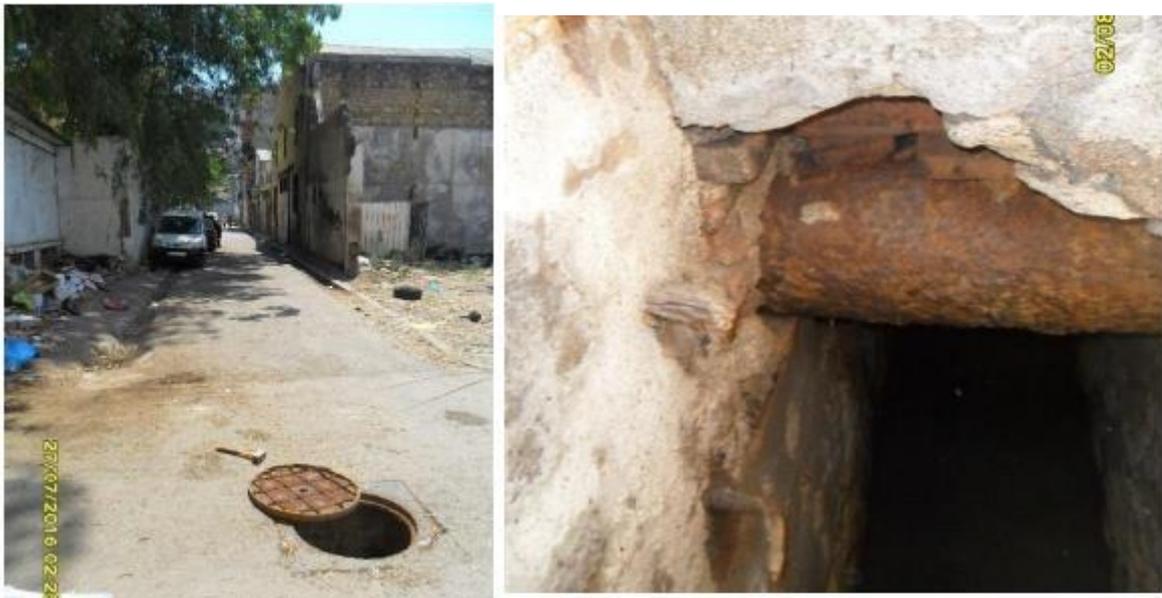


Figure II-1 : collecteur en mauvaise état.



Figure II-2 : collecteur complètement bouché.



Figure II-3 : Regard complètement bouché.



Figure II-5 : collecteur complètement bouché et dégradé.

La capacité d'évacuation des collecteurs existants avec le collecteur principale en DN1500 est insuffisante, on va projeter un nouveau réseau qui va recevoir toutes les eaux usées et pluviales.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré l'état de notre système qui est très dégradé et selon nos constatation et les informations requises, le réseau a besoins d'une rénovation totale vu leurs incapacité d'évacuation surtout en période de crue.

CHAPITRE III :
Etude hydrologique.

Introduction :

Dans ce parcours de conception d'un réseau d'assainissement, on est besoin d'estimer un paramètre qui influe le débit pluvial, l'estimation de ce paramètres nécessite une étude hydrologique. C'est l'intensité des pluies (illustré par les courbes IDF).L'intensité moyenne maximale des précipitations calculées d'après l'étude des pluies extrêmes et des averses, correspond à une période de retour et une durée d'averse donnée.

1.La série des données pluviométriques :

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Les calculs effectués sont basé sur la série pluviométrique de la station de Birmouradrais (Station la plus proche de la zone d'étude et disposant de la plus longue série des Pjmax) ont été recueillies auprès de l'ANRH d'alger. Les données de cette station sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Identification de la station pluviométrique de Birouradraies

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Birmouradraies	020509	X (km)	531.10	(46ans)
		Y (km)	382.80	
		Z (m)	140	

Source : ANRH Alger

Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II-2) :

Tableau III-2 : La série pluviométrique (station de Birmouradraies)

Années	Pjmax mm	Années	Pjmax mm	Années	Pjmax mm
1964-1965	61.5	1984-1985	57.1	2004-2005	79.7
1965-1966	48.9	1985-1986	115	2005-2006	45
1966-1967	135.2	1986-1987	38.1	2006-2007	71
1967-1968	108.3	1987-1988	64	2007-2008	34.8
1968-1969	77.8	1988-1989	45.2	2008-2009	53.8
1969-1970	74	1989-1990	75	2009-2010	41.5
1970-1971	44.8	1990-1991	58		
1971-1972	85.5	1991-1992	30.5		
1972-1973	104.5	1992-1993	55.4		
1973-1974	53.9	1993-1994	69.4		
1974-1975	106.5	1994-1995	45.4		
1975-1976	86.4	1995-1996	57.2		
1976-1977	136	1996-1997	58.7		
1977-1978	94.6	1997-1998	38.6		
1978-1979	57.4	1998-1999	64.5		
1979-1980	57.9	1999-2000	47.7		
1980-1981	46.8	2000-2001	125		
1981-1982	58.4	2001-2002	45		
1982-1983	56	2002-2003	62.7		
1983-1984	41.2	2003-2004	67.8		

Source : ANRH d'alger.

2. Homogénéisation des données :

On doit s'assurer que notre série est dépourvue de ruptures artificielles et vérifier si la série des données est homogène ou pas. Pour cela, on fait appel au test de la médiane, dont les démarches sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :
 - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur et la $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 On a : $N = 46$, donc : $M = \frac{58+58.4}{2} = 58.2$, alors la médiane est : $M = 58.2$ mm.
- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.
- 4- Calculons les quantités N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1}) \quad (III.1)$$

$$T_s < 3.3 [\log_{10}(N) + 1] \quad (III.2)$$

Tableau III-3 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	22	$22 > 16.93 \rightarrow$ condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$	16.93	
T_s	4	$4 < 6.49 \rightarrow$ condition n°2 vérifiée
$3.3 [\log_{10}(N) + 1]$	6.49	

Interprétation : d'après les résultats du test de la médiane, on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

3. Etude des précipitations maximales journalières :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement statistique à une loi de probabilité. Donc, il faut effectuer un ajustement adéquat à une loi théorique de la série des pluies maximales journalières afin de déterminer les intensités de pluie les plus extrêmes et d'estimer le débit de crue. Les principales étapes de l'étude sont les suivantes :

- Classer la série des $P_{\max,j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

Caractéristiques empiriques de la série :

❖ La moyenne « $\overline{P_{\max,j}}$ » :

Avec $N = 46$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = 67 \text{ mm} \quad (III.3)$$

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

Pour $N = 46$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 28.3 \text{ mm} \quad (III.4)$$

❖ Le coefficient de variation « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = 0.42 \quad (III.5)$$

Tableau III-4 : Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation	46
Médiane (mm)	58.2
Moyenne (mm)	67
Ecart-type (mm)	28.3
Coefficient de variation	0.42

3.1-Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

Pour faciliter notre travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les deux lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log-normal) .

3.1.1-Ajustement à la loi de Gumbel :

- ❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (III.6)$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (III.7)$$

Avec :

- **x** : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; **x₀** : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- **α** : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

- ❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (III.8)$$

- ❖ Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 22.07 \quad ; y=0.57 \quad \text{et} \quad x_0 = 44.93 \text{ mm}$$

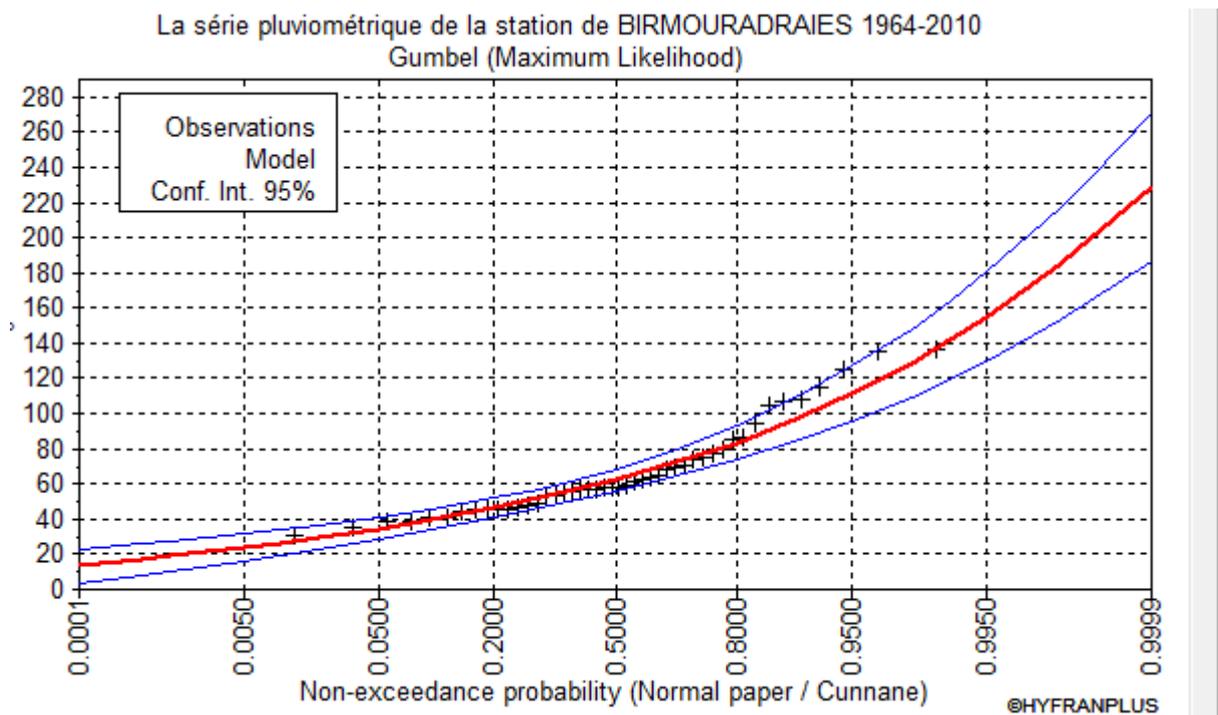


Figure III-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

3.1.2-Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

- ❖ La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (III.9)$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (III.10)$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x .

- ❖ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (III.11)$$

- ❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau III-5 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	142	11.4	130 – 180
50	0.98	129	9.89	120 – 164
20	0.95	111	7.94	109–148
10	0.90	97.7	6.47	85– 110
5	0.80	83.6	5.03	73.7–43.4

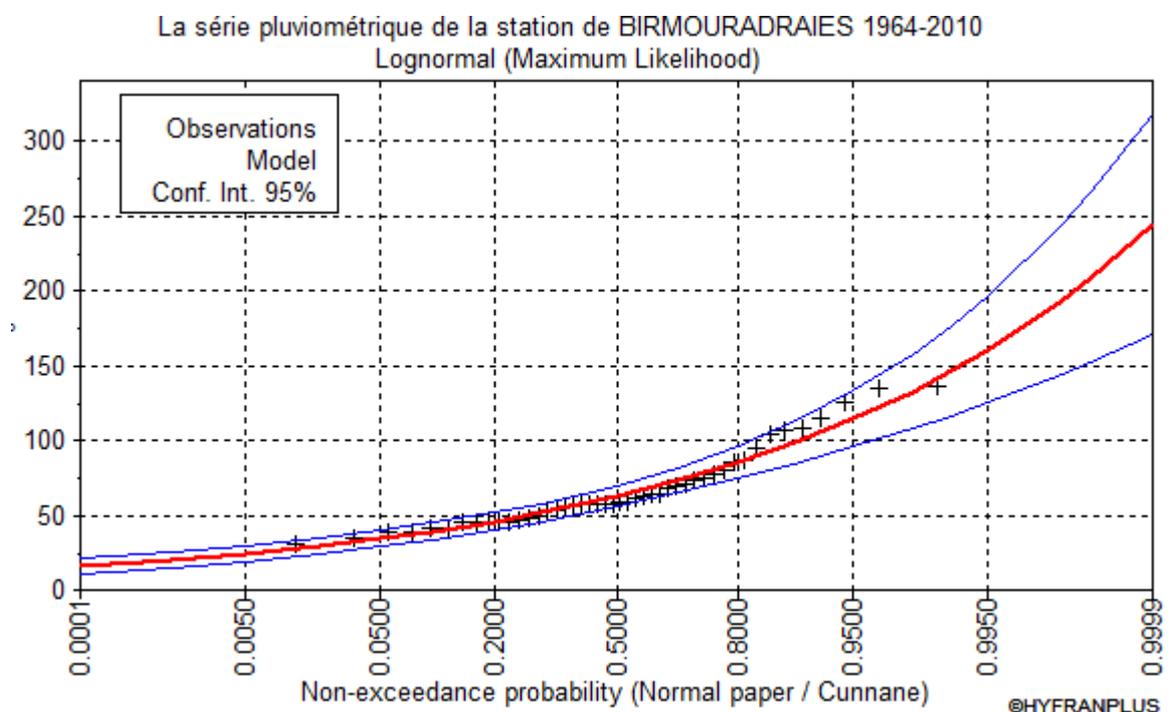


Figure III-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

3.1.3-Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

❖ Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

3.1.4-Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-1, II-2 , on remarque que :l'ajustement graphique à la loi de Galton est meilleur à celle de Gumbel ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau III-6) comme suit :

Tableau III-6 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
Gumbel	2	6	2.84	12.48	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Log-normale	2	6	4.09	14.81	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

❖ Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée. On opte pour celle-ci : la loi de **Galton (Log-normal)**.

3.2-Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi Log-normale.

3.2.1-Pluies de courte durée :

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.12)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Alger, $b = 0.38$ pour notre région d'étude.

3.2.2-Intensités de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (III.13)$$

Tableau III-7 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans	
X _t	83.6 mm		97.7 mm	
t (h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)
0.25	14.76	59.04	17.24	68.96
0.50	19.20	38.4	22.44	44.88
1.00	24.99	24.99	29.20	29.20
2.00	32.52	16.26	38.00	19

4.Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t=15\text{min}=0.25\text{h}$ et une période de retour $T=10\text{ans}$, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau III-7, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 68.96 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{68.96 \times 10000}{3600} = 191.6 \text{ L/s/ha}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Conclusion :

D'après l'étude des précipitations maximales journalières et selon la droite de Galton qui est dans notre cas la meilleure loi d'ajustement, l'intensité moyenne maximale est

$$i = 191.6 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}} .$$

CHAPITRE IV :
Calcul de base.

Introduction :

L'objectif de l'assainissement est d'évacuer, hors des agglomérations, les eaux usées de différentes origines ainsi que les eaux pluviales. Dans le contexte de ce chapitre, le calcul de base est très important pour le calcul hydraulique plus tard, elle consiste en :

L'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné

Le découpage de l'aire d'étude en sous-bassin ;

Le choix du système d'assainissement ;

Le choix du schéma de collecte et d'évacuation des eaux ;

1.Situation démographique :

En hydraulique urbaine, l'ingénieur doit prévoir, dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée ; pour répondre aux besoins de cette population.

La démarche suivante a été appliquée en vue d'aboutir aux données démographiques nécessaires aux calculs des débits des eaux usées. Lors du recensement de 2008 effectué par l'ONS la population de la commune de Mohamed Belouizdad a été estimée à 44 050 habitants, on calcul pour l'horizon de 2052, on se basera sur le taux d'accroissement moyen de la wilaya d'Alger qui égal à 2.00% d'où on a :

$$\begin{aligned} P_{2022} &= P_0 \times (1 + T/100)^n && \text{(IV-1)} \\ &= 44050 \times (1 + 2/100)^{14} \\ &= 58124 \text{ habitants.} \end{aligned}$$

De la même façon nous aurons :

$$P_{2052} = 105284 \text{ habitants.}$$

Avec :

P : la population à l'horizon voulu.

P₀ : la population de base.

n : nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu.

T : taux d'accroissement pris égal 2.00%

Pour la sous zone 01 le nombre d'habitants est estimé à 14038 hab.

2.Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

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

- La nature du sol.
- La densité des habitants.
- Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
- Les routes et les voiries.
- Le réseau existant.

➔ Concernant notre projet, on va découper le site en 19 sous-bassins.

3. Système d'évacuation des eaux :

3.1- Les différents systèmes d'assainissement :

Le réseau d'assainissement, quelle que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet de :

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

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, on peut citer les suivants :

3.1.1 Le système unitaire :

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

Ce système est intéressant pour sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

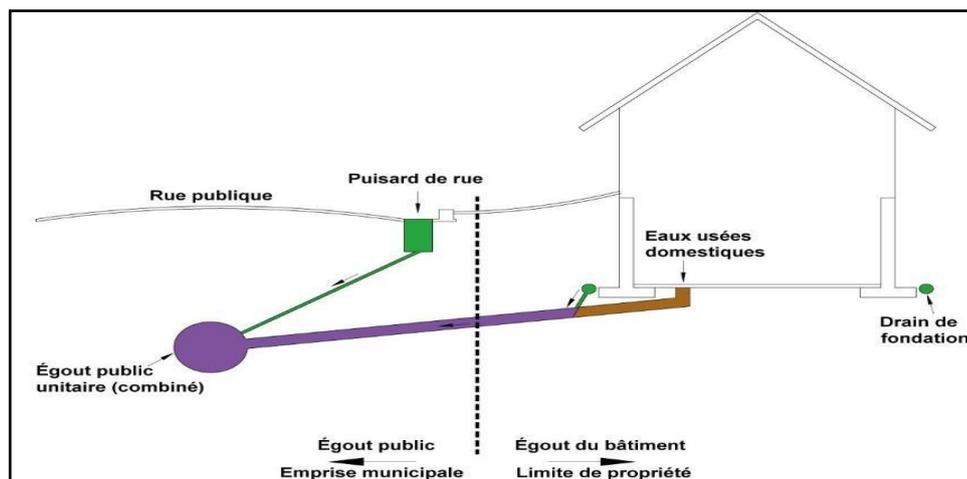


Figure IV -1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.gatineau.ca

Tableau IV -1 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important
----------------------------------	--

Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - Pas de risque d'inversion de branchement.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : Office International de l'eau (2000)

3.1.2 Le système séparatif :

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- Réseau des eaux pluviales : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est-à-dire les pointes pluviales.
- Réseau d'eaux usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration.

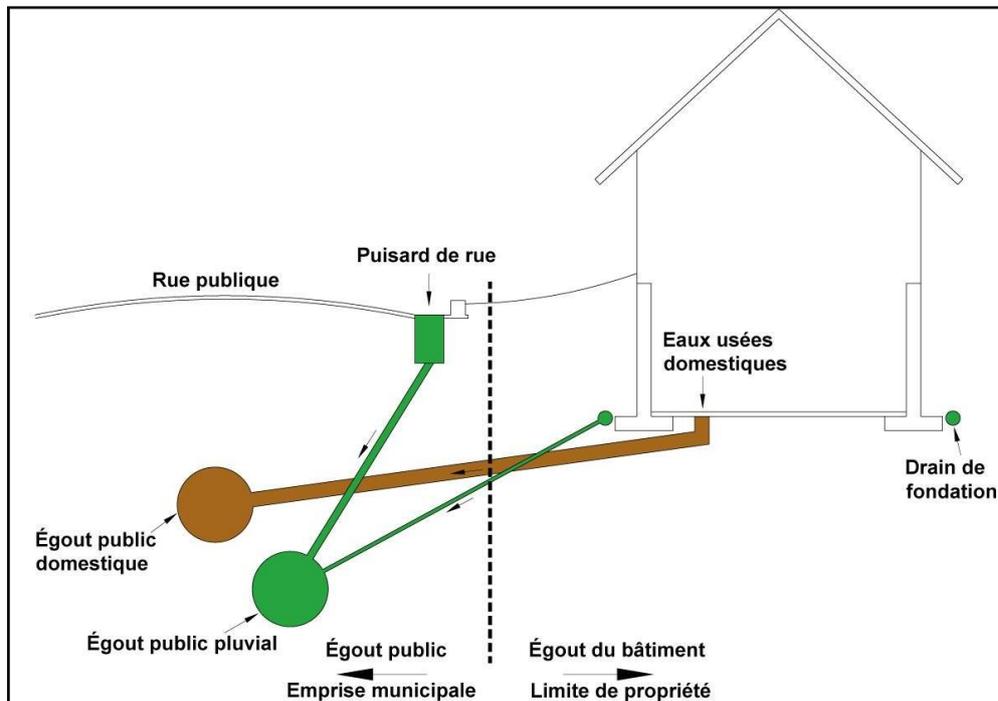


Figure IV -2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source : www.gatineau.ca

Tableau IV -2 : Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).

Source : Office International de l'eau (2000)

3.1.3 Le système pseudo-séparatif :

Ce système repose sur la collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

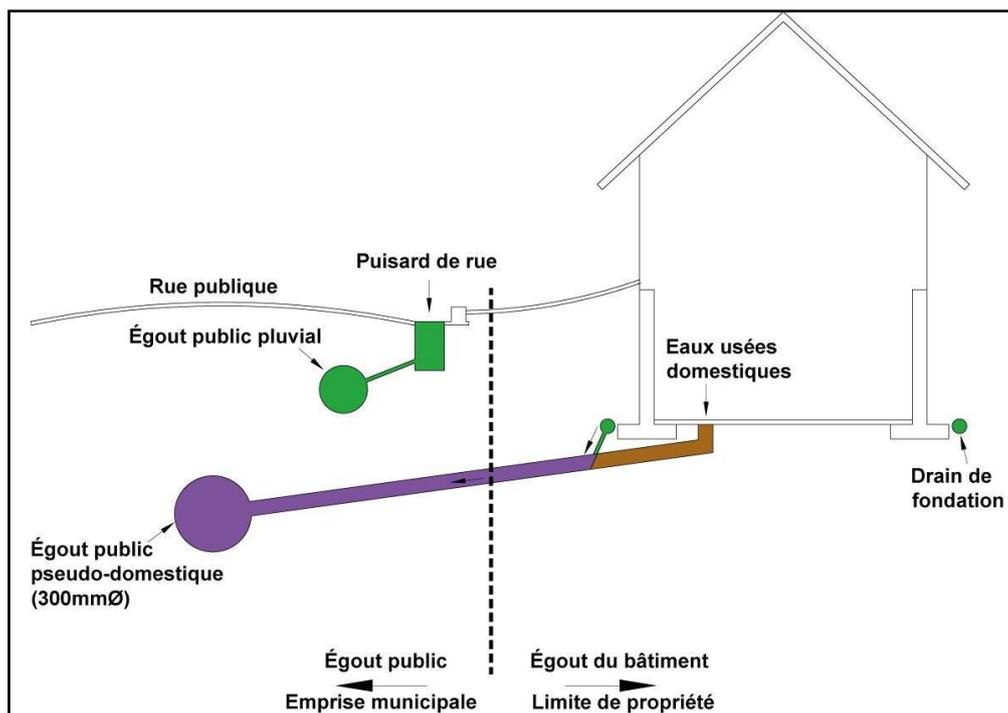


Figure IV -3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source : www.gatineau.ca

3.1.4 Système mixte :

Un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif..

3.1.5 Système autonome :

C'est un système individuel non raccordé à un réseau public (assainissement non- collectif). Ce système est utilisé dans les sites ruraux où on rencontre une faible densité d'habitations (espaces isolés et entités individuelles), ce qui rend la mise en place des réseaux publics très coûteuse.

3.1.6 Système composite :

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

3.2-Le choix du système d'assainissement :

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

- L'aspect technique et les conditions locales (la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, les points de rejet, la répartition des masses d'habitations, etc...).
- S'il s'agit d'une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant).
- L'aspect économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations et de pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc...).

4.Schéma d'évacuation des eaux :

4.1 Les différents schémas d'assainissement :

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

4.1.1 Schéma perpendiculaire :

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

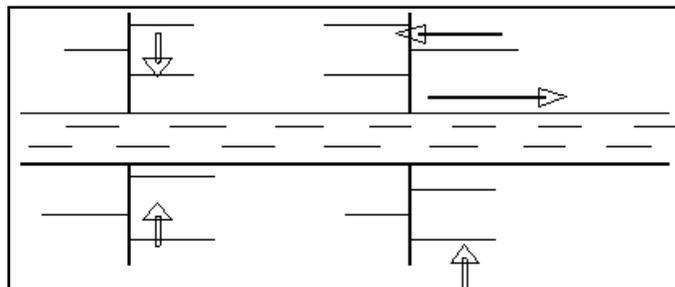


Figure IV -4 : Schéma perpendiculaire

4.1.2 Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

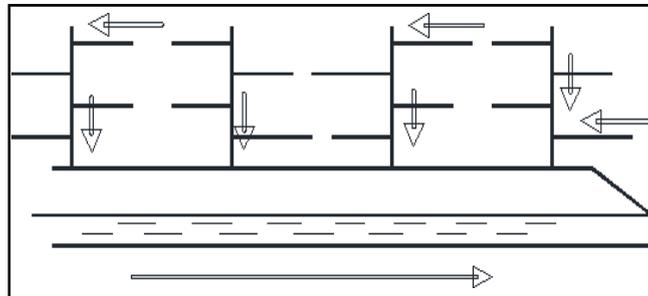


Figure - IV 5 : Schéma par déplacement latéral

4.1.3 Schéma transversal ou oblique :

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

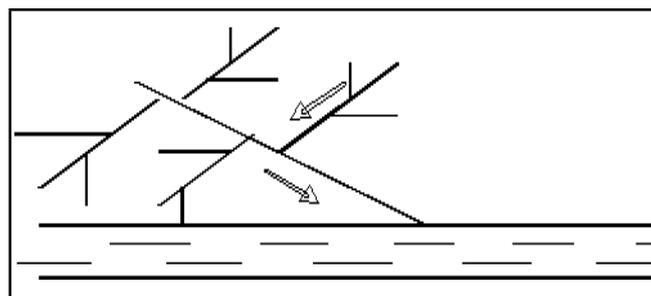


Figure IV -6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

4.1.4 Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

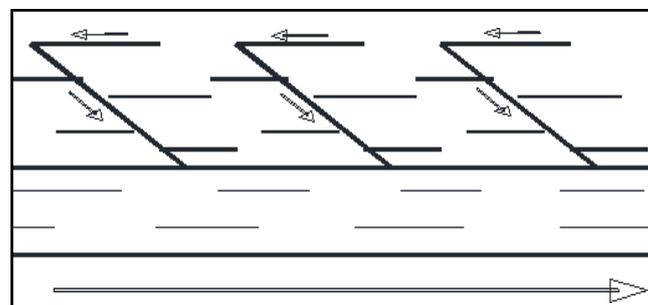


Figure IV -7 : Schéma par zones étagées

4.1.5 Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

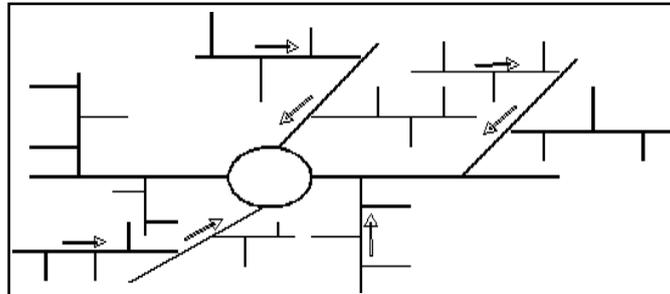


Figure IV -8 : Schéma radial

4.1.6 Le choix du schéma d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

➔ Pour notre projet, on va adopter un schéma par déplacement latérale.

5. Le coefficient de ruissellement :

5.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré $C_r = \frac{V_r}{V}$.

Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1 et dépend de plusieurs paramètres :

- La nature de la surface du terrain ;
- La pente moyenne de la surface de ce terrain en direction de la décharge ;
- L'intensité de la pluie ;
- Le pourcentage de rétention de l'eau dans les affaissements du terrain ;
- Les conditions atmosphériques antérieures à la pluie par exemple (période de sécheresse ou période d'humidité) ;
- La densité de la population.

➤ **Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :**

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{A} \quad (IV-2)$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

➤ **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau IV -6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		C _r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

➤ **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

Tableau IV -7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Source : Water Environment Federation (1970)

➤ **En fonction de la densité de population :**

Tableau IV -8 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source : Water Environment Federation (1970)

➤ **En fonction de la nature de la surface :**

Tableau IV -9 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Gomella et Guerree (1967)

5.2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

→ Les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau IV -10 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A (ha)	C _r
01	2.43	0.79
02	2.67	0,80
03	1.60	0,80
04	1.93	0,66
05	1.75	0,65
06	2.18	0,65
07	3.40	0.65
08	2.23	0.70
09	1.16	0.80
10	1.10	0.70
11	1.88	0.70
12	2.50	0.73
13	1.18	0.73
14	2.79	0.76
15	1.15	0.77
16	2.67	0.86
17	2.31	0.86
18	2.70	0.85
19	2.42	0.86
Somme :	40	-

D'où le coefficient de ruissellement pondéré est $C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{A} = 0,76$.

6. Calcul de la population pour chaque sous bassin :

-On calcul de la densité partielle :

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

Avec : La surface totale A = 40 ha

P_t : nombre total d'habitants (hab) est P_t = 14038 hab.

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

$$P_i = D_i * A_i \quad (IV-4)$$

Tableau IV-11 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	C _r	D _i	P _i
01	2.43	0.79	364.80	858
02	2.67	0,80	369.42	987
03	1.60	0,80	369.42	592
04	1.93	0,66	304.77	588
05	1.75	0,65	300.15	526
06	2.18	0,65	300.15	655
07	3.40	0.65	300.15	1021
08	2.23	0.70	323.24	721
09	1.16	0.80	369.42	429
10	1.10	0.70	323.24	356
11	1.88	0.70	323.24	608
12	2.50	0.73	337.10	843
13	1.18	0.73	337.10	398
14	2.79	0.76	350.95	1042
15	1.15	0.77	355.57	409
16	2.67	0.86	397.13	1060
17	2.31	0.86	397.13	918

18	2.70	0.85	392.5	1060
19	2.42	0.86	397.13	961

Conclusion

Ce chapitre, en fonction des différentes données démographiques et le plan d'occupation, nous a permis la détermination des paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération d'où on a pu:

Faire le découpage des de la zone en 19 sous bassins, la détermination des coefficients de ruissellement et le nombre d'habitants pour chaque sous bassin.

Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latérale.

CHAPITRE V :
Estimation des débits à évacuer.

Introduction :

Le système d'assainissement doit assurer la collecte et l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées des différentes natures. Donc, on doit passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, avant de faire le dimensionnement du réseau d'assainissement.

Le but de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets provenant des habitations et différents équipements. Ces rejets doivent être évacués le plus rapidement possible afin d'éviter toute contamination ou pollution de l'environnement.

1-Origine et nature des eaux à évacuer :**1.1 Les eaux usées :**

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

1.1.1 Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

1.1.2 Les eaux usées des services publics :

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers.

1.1.3 Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines. La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation)
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

- **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

1.1.4 Les eaux parasites :

C'est les eaux d'infiltration dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement.

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

Pour notre projet le débit d'eau parasite est pris à 0.15 l/s/ha.

1.2 Les eaux pluviales :

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

2. Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ... Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

2.1-Débits des eaux usées domestiques :

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée. c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet K_r .

2.1.1-Débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 180 l/j/hab
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

2.1.2-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. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{V.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{V.4})$$

➔ Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V-12: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	Pi	K _{rej}	D (L/j/hab)	Q _{moy,j} ^{dom} (L/s)	K _p	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{dom} (m ³ /s)
01	858	0,8	180	1,430	3	4.3	0,0043
02	987	0,8	180	1.645	3	4.9	0,0049
03	592	0,8	180	0.987	3	2.9	0,0029
04	588	0,8	180	0.980	3	2.9	0,0029
05	526	0.8	180	0.877	3	2.6	0.0026
06	655	0.8	180	1.092	3	3.3	0.0033
07	1021	0,8	180	1.702	3	5.1	0,0051
08	721	0,8	180	1.202	3	3.6	0,0036
09	429	0,8	180	0.715	3	2.1	0,0021
10	356	0,8	180	0.593	3	1.8	0,0018
11	608	0,8	180	1.013	3	3.0	0,0030
12	843	0,8	180	1.405	3	4.2	0,0042
13	398	0,8	180	0.663	3	2.0	0,0020
14	1042	0,8	180	1.737	3	5.2	0,0052
15	409	0,8	180	0.682	3	2.0	0,0020
16	1060	0,8	180	1.767	3	5.3	0,0053
17	918	0,8	180	1.530	3	4.6	0,0046
18	1060	0,8	180	1,767	3	5.3	0,0053
19	961	0,8	180	1.602	3	4.8	0,0048

2.1.3-Débits des eaux usées des établissements publics :

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

➔ Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité de mesure	N _u	D _{éq} (L/j/unité)	Q _{moy,j} ^{éq} (L/s)	K _p	Q _p ^{éq} (L/s)
01	Ecole primaire	Élève	210	10	0,024	3	0,072
02	APC	Employé	90	10	0,01	3	0,03
09	Ecole primaire Lycée	Élève Élève	240 295	10 10	0,062	3	0.186
10	2 Ecole primaire 2CEM	Élève Élève	450 748	10 10	0,660	3	1,980
11	Lycée	Élève	230	10	0,027	3	0,081
17	Mosquée Polyclinique	Fidèle Malade	100 30	20 15	0.017	3	0,051

2.2-Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées.

➔ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V-14 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	A (ha)	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _{parasite} (L/s)	Q _{equipement} (L/s)	Q _{u tot} (L/s)	Q _{u tot} m ³ /s
01	2.43	4.3	0.36	0,072	4.732	0.0047
02	2.67	4.9	0.40	0,03	5,33	0,0053
03	1.60	2.9	0.24	-	3,14	0,0031
04	1.93	2.9	0.29	-	3,19	0,0032
05	1.75	2.6	0.26	-	2,86	0.0029
06	2.18	3.3	0.33	-	3,63	0.0036
07	3.40	5.1	0.51	-	5,61	0,0056
08	2.23	3.6	0.33	-	3,93	0,0039
09	1.16	2.1	0.17	0.186	2,46	0,0025
10	1.10	1.8	0.16	1,980	3,94	0.0039
11	1.88	3.0	0.28	0,081	3,36	0,0034

12	2.50	4.2	0.38	-	4,58	0,0046
13	1.18	2.0	0.18	-	2,18	0,0022
14	2.79	5.2	0.42	-	5,62	0,0056
15	1.15	2.0	0.17	-	2,17	0,0021
16	2.67	5.3	0.4	-	5,70	0,0057
17	2.31	4.6	0.35	0,051	5.00	0,0050
18	2.70	5.3	0.41	-	5.71	0,0057
19	2.42	4.8	0.36	-	5.16	0,0052

3.Estimation des débits des eaux pluviales :

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

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

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, on considère différentes méthodes pour l'évaluation du débit pluvial, dont nous citons :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

3.1-La méthode rationnelle :

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

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 ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épïcentre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (V.5)$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.

- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

3.1.1-Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : .

❖ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (V.6)$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (V.7)$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

3.1.2-Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

3.1.3-Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

3.1.4-Temps de concentration :

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

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

➤ t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (V.8)$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

➤ t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.

➤ t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (V.9)$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (V.10)$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

3.1.5-Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).

3.2-La méthode superficielle :

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (V.11)$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m^3/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (V.12)$$

$$u = 1 - b \times f \quad (V.13)$$

$$v = c \times b \quad (V.14)$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (V.15)$$

La formule de Caquot est donnée pour $M=2$ et pour des valeurs de $M \neq 2$, le débit de pointe donné par la formule doit être corrigé par m .

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

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

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1 + 0.287 \cdot b(f)}} \quad (V.16)$$

M : coefficient d'allongement $M = \geq 0.8$

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

$I(t, f) = a(f) \cdot t \cdot b(f)$

Où :

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

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

A : surface du bassin considéré en (m²).

3.2.1-Validité de la méthode superficielle :

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale : $A < 200 \text{ ha}$.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

3.2.2-Formules d'assemblage et d'équivalence :

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence.

Ces formules diffèrent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement ; des bassins seront dits en série lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser :

Tableau V-15 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,\text{max}})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c,\text{max}})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.
- Pour calculer le coefficient d'allongement « $M_{\text{éq}}$ » qui est sans unité, les longueurs « $L_i ; L(t_{c,\text{max}})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m²).

3.2.3-Critique de la méthode superficielle :

- Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.
- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :
 - Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend : $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.
 - Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

4. Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux par la méthode superficielle pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau V-16 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N° SB	A (ha)	C _r	α	I (L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m ³ /s)
01	2.43	0.79	1	191.6	366.3	0,3663
02	2.67	0,80	1	191.6	409.3	0,4093
03	1.60	0,80	1	191.6	245.2	0,2452
04	1.93	0,66	1	191.6	244.1	0,2441
05	1.75	0,65	1	191.6	217.9	0,2179
06	2.18	0,65	1	191.6	271.5	0,2715
07	3.40	0.65	1	191.6	423.4	0,4234
08	2.23	0.70	1	191.6	299.1	0,2991
09	1.16	0.80	1	191.6	177.8	0,1778
10	1.10	0.70	1	191.6	147.5	0,1475
11	1.88	0.70	1	191.6	252.1	0,2521
12	2.50	0.73	1	191.6	349.7	0,3497
13	1.18	0.73	1	191.6	165.0	0.1650
14	2.79	0.76	1	191.6	406.3	0.4063
15	1.15	0.77	1	191.6	169.7	0.1697
16	2.67	0.86	1	191.6	439.9	0.4499
17	2.31	0.86	1	191.6	380.6	0,3806
18	2.70	0.85	1	191.6	439.7	0,4397
19	2.42	0.86	1	191.6	398.8	0,3988

5. Calcul des débits totaux :

Tableau V-6: Débits totaux des eaux

N° SB	Qu tot m ³ /s	O ^{EP} (m ³ /s)	Q TOT
01	0,0047	0,3663	0.37
02	0,0053	0,4093	0.41
03	0,0031	0,2452	0.24
04	0,0032	0,2441	0.25
05	0,0029	0,2179	0.22
06	0,0036	0,2715	0.27
07	0,0056	0,4234	0.43
08	0,0039	0,2991	0.30
09	0,0025	0,1778	0.18
10	0,0039	0,1475	0.15
11	0,0034	0,2521	0.26
12	0,0046	0,3497	0.35
13	0,0022	0.1650	0.17
14	0,0056	0.4063	0.41
15	0,0021	0.1697	0.17
16	0,0057	0.4499	0.45
17	0,0050	0,3806	0.38
18	0,0057	0,4397	0.44
19	0,0052	0,3988	0.40

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les débits des eaux à évacuer. Ces débits incluent les eaux usées et les eaux de ruissellement.

Nous constatons que les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

La présente phase est une étape importante, elle nous permet de dimensionner notre réseau d'assainissement dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE VI :
Dimensionnement
du réseau d'assainissement.

Introduction :

Après l'étape de détermination des débits des eaux à évacuer au niveau des sous bassins de notre agglomération, nous entamons le dimensionnement hydraulique du notre réseau d'assainissement.

Ce calcul hydraulique doit respecter les normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges et surcharges extérieures.

1.Principe de conception d'un système d'assainissement :

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

- **Les collecteurs** : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
 - Pentes.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit maximal égal au débit pleine section « Q_{ps} » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

2. Conditions 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'entraînement des particules de sable facilement décantables.

Lorsqu'il s'agit d'un réseau d'évacuation de type unitaire, les conditions d'auto curage qui doivent être satisfaites pour les débits minimums en période sèche sont les 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.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures :

- Une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s.

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

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

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

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

4. Mode de dimensionnement des canalisations :

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

$$Q = V.S \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning-Strickler) :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{Satin et selmi (2006)} \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

I_m (m/m) : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de Manning Strickler dépend de la nature des parois,

Les coefficients K_s sont présentés au tableau suivant :

Tableau VI-1 : Coefficient de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature de parois:

Nature des parois	Ks
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre-ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

A partir de l'équation (VI-1) et (VI-2) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{\text{cal}} = \left(\frac{3,2036Q}{K_S \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{VI-3})$$

Où :

$$Q_t = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{pl}}, \quad 12$$

Avec :

Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{\text{ps}} = V_{\text{ps}} \frac{\pi (D_{\text{nor}})^2}{4} \quad (\text{VI4})$$

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

La vitesse en pleine section (V_{ps}) est calculée à partir de la relation (V-2), avec le rayon hydraulique pris :

$$R_h = \frac{D_{\text{nor}}}{4} \quad (\text{VI5})$$

On aura :

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

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$\checkmark \quad R_v = V / V_{\text{ps}} \quad \Rightarrow \quad V = R_v V_{\text{ps}} \quad (\text{VI-7})$$

$$\checkmark \quad R_h = H / D_{\text{nor}} \quad \Rightarrow \quad H = R_h D_{\text{nor}} \quad (\text{VI8})$$

$$\checkmark \quad R_{v \text{ min}} = V_{\text{min}} / V_{\text{ps}} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{min}} = R_{v, \text{min}} V_{\text{ps}} \quad (\text{VI-9})$$

$$\checkmark \quad R_{h \text{ min}} = H_{\text{min}} / D_{\text{nor}} \quad \Rightarrow \quad H_{\text{min}} = R_{h \text{ min}} D_{\text{nor}} \quad (\text{VI-10})$$

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

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

☞ Condition 2 : $V_{\text{min}} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $Q_{\text{min}} \approx (Q_{\text{ps}} / 10)$

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

$$V_{\min} > 0.30 \text{ m/s} \quad \text{pour } Q_{\min} \approx (Q_{\text{PS}} / 100)$$

5. Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau VI-2 : Calculs du réseau d'assainissement

Collecteur	tonçon	Qt(m3/s)	I(%)	Ks m ^(1/3) s ⁻¹	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	Hcal(mm)	condition d'écoulement
COL1	R120-R121	0.05	2.00	100	186.330944	200	1.9194	0.0603	0.8296	1.1062	0.6913	2.1232	138.2693	autocurage vérifié
	R121-R19	0.125	0.60	100	329.270067	400	1.6688	0.2096	0.5964	1.0532	0.5595	1.7576	223.7915	autocurage vérifié
	R19-R20	0.184	0.50	100	393.880214	400	1.5234	0.1913	0.9616	1.1218	0.8094	1.7089	323.7461	autocurage vérifié
	R20-R21	0.244	2.50	100	323.796232	400	3.4065	0.4279	0.5703	1.0404	0.5448	3.5441	217.9324	autocurage vérifié
	R21-R22	0.3	0.40	100	493.342555	600	1.7855	0.5046	0.5946	1.0524	0.5585	1.8790	335.0871	autocurage vérifié
	R22-R23	0.36	0.30	100	557.529125	600	1.5463	0.4370	0.8238	1.1055	0.6873	1.7094	412.3707	autocurage vérifié
	R23-R24	0.4	0.60	100	509.311514	600	2.1868	0.6180	0.6473	1.0734	0.5868	2.3472	352.0818	autocurage vérifié
	R122-R123	0.03	2.50	100	147.543838	200	2.1459	0.0674	0.4452	0.9616	0.4675	2.0635	93.4973	autocurage vérifié
	R123-R124	0.06	1.70	100	205.689396	200	1.7696	0.0556	1.0798	1.0849	0.9428	1.9199	188.5679	autocurage vérifié
	R124-R25	0.5	0.30	100	630.620193	800	1.8732	0.9411	0.5313	1.0184	0.5219	1.9076	417.5337	autocurage vérifié
	R25+R26	0.54	0.30	100	649.085312	800	1.8732	0.9411	0.5738	1.0422	0.5468	1.9523	437.4680	autocurage vérifié
	R26-R27	0.58	0.60	100	585.459011	800	2.6491	1.3309	0.4358	0.9551	0.4613	2.5300	369.0464	autocurage vérifié
	R27-R28	0.59	0.30	100	671.001709	800	1.8732	0.9411	0.6269	1.0661	0.5761	1.9970	460.8417	autocurage vérifié
	R82-R28	0.05	2.80	100	174.938733	200	2.2710	0.0713	0.7012	1.0880	0.6149	2.4709	122.9862	autocurage vérifié
	R28-R29	0.69	0.50	100	646.585394	800	2.4183	1.2149	0.5679	1.0392	0.5435	2.5130	434.7825	autocurage vérifié
	R29-R30	0.74	0.50	100	663.772684	800	2.4183	1.2149	0.6091	1.0589	0.5664	2.5606	453.1565	autocurage vérifié
R30-R31	0.79	1.30	100	568.669764	800	3.8993	1.9590	0.4033	0.9327	0.4399	3.6368	351.8911	autocurage vérifié	
R83-R1	0.07	1.90	100	213.432141	300	2.4514	0.1732	0.4042	0.9333	0.4405	2.2879	132.1400	autocurage vérifié	
R31-R1	0.84	0.30	100	766.053064	800	1.8732	0.9411	0.8926	1.1139	0.7414	2.0865	593.0917	autocurage vérifié	
COL2	R32-R33	0.046	0.80	100	214.446603	300	1.5907	0.1124	0.4093	0.9368	0.4439	1.4902	133.1585	autocurage vérifié
	R33-R34	0.078	1.60	100	229.550021	300	2.2496	0.1589	0.4908	0.9926	0.4969	2.2329	149.0552	autocurage vérifié

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

	tonçon	Qt(m3/s)	I(%)	Ks m ^(1/3) s ⁻¹	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	Hcal(mm)	condition d'écoulement
COL2	R125-R126	0.12	2.60	100	246.320083	300	2.8677	0.2026	0.5923	1.0513	0.5572	3.0149	167.1687	autocurage vérifié
	R126-R34	0.17	1.60	100	307.439883	400	2.7252	0.3423	0.4967	0.9965	0.5006	2.7156	200.2271	autocurage vérifié
	R34-R35	0.216	0.51	100	416.739921	500	1.7854	0.3504	0.6165	1.0620	0.5704	1.8960	285.2242	autocurage vérifié
	R35-R36	0.27	0.40	100	474.230541	500	1.5811	0.3103	0.8701	1.1110	0.7222	1.7566	361.1234	autocurage vérifié
	R36-R37	0.3	0.69	100	445.400421	500	2.0767	0.4075	0.7361	1.0945	0.6336	2.2729	316.8225	autocurage vérifié
	R37-R38	0.33	1.20	100	416.112345	500	2.7386	0.5375	0.6140	1.0609	0.5691	2.9055	284.5570	autocurage vérifié
	R118-R119	0.37	2.50	100	378.509036	400	3.4065	0.4279	0.8648	1.1103	0.7179	3.7823	287.1652	autocurage vérifié
	R119-R38	0.41	2.30	100	399.562143	400	3.2674	0.4104	0.9991	1.1219	0.8511	3.6656	340.4545	autocurage vérifié
	R38-R39	0.46	1.00	100	487.69527	600	2.8231	0.7978	0.5766	1.0436	0.5484	2.9463	329.0465	autocurage vérifié
	R39-R40	0.49	0.60	100	549.584565	600	2.1868	0.6180	0.7929	1.1020	0.6668	2.4099	400.0957	autocurage vérifié
	R40-R41	0.52	0.70	100	545.958621	600	2.3620	0.6675	0.7790	1.1004	0.6583	2.5991	394.9624	autocurage vérifié
	R41-R42	0.55	0.50	100	593.872875	600	1.9962	0.5641	0.9749	1.1224	0.8239	2.2406	494.3445	autocurage vérifié
COL3	R42-R43	0.58	0.60	100	585.459011	600	2.1868	0.6180	0.9385	1.1197	0.7851	2.4485	471.0824	autocurage vérifié
	R43-R44	0.61	0.70	100	579.638418	600	2.3620	0.6675	0.9139	1.1167	0.7609	2.6376	456.5176	autocurage vérifié
	R44-R7	0.65	0.70	100	593.609692	600	2.3620	0.6675	0.9738	1.1224	0.8226	2.6511	493.5803	autocurage vérifié
	R45- R46	0.045	0.50	100	232.280191	300	1.2576	0.0888	0.5065	1.0029	0.5067	1.2612	152.0142	autocurage vérifié
	R46 - R47	0.091	0.70	100	283.987351	300	1.4880	0.1051	0.8656	1.1104	0.7186	1.6523	215.5810	autocurage vérifié
	R84 - R47	0.134	2.20	100	264.895392	300	2.6379	0.1864	0.7190	1.0916	0.6244	2.8794	187.3177	autocurage vérifié
	R47- R48	0.179	0.90	100	349.151388	400	2.0439	0.2567	0.6973	1.0872	0.6129	2.2220	245.1593	autocurage vérifié
	R48 - R49	0.2	0.30	100	447.239723	500	1.3693	0.2687	0.7443	1.0958	0.6381	1.5004	319.0693	autocurage vérifié
	R49 - R50	0.223	0.40	100	441.410269	500	1.5811	0.3103	0.7187	1.0915	0.6242	1.7258	312.1009	autocurage vérifié
	R50- R51	0.2438	0.60	100	423.008053	500	1.9365	0.3800	0.6415	1.0714	0.5838	2.0748	291.8896	autocurage vérifié
	R85 - R86	0.2683	2.00	100	349.867809	500	3.5355	0.6938	0.3867	0.9215	0.4289	3.2580	214.4664	autocurage vérifié
	R86 - R51	0.2895	2.00	100	359.989178	500	3.5355	0.6938	0.4172	0.9422	0.4491	3.3313	224.5444	autocurage vérifié
R51- R52	0.3165	0.70	100	453.209096	500	2.0917	0.4105	0.7710	1.0994	0.6535	2.2996	326.7450	autocurage vérifié	

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

	tonçon	Qt(m3/s)	I(%)	Ks m(1/3) ^{s-1}	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	Hcal(mm)	condition d'écoulement
COL3	R52 - R53	0.344	1.00	100	437.344604	500	2.5000	0.4906	0.7011	1.0880	0.6149	2.7200	307.4629	autocurage vérifié
	R53 - R54	0.3713	0.60	100	495.288054	500	1.9365	0.3800	0.9770	1.1225	0.8262	2.1737	413.1023	autocurage vérifié
	R54- R55	0.3987	1.40	100	433.967982	500	2.9580	0.5805	0.6868	1.0847	0.6074	3.2087	303.7107	autocurage vérifié
	R55 - R56	0.42631	1.70	100	429.093815	500	3.2596	0.6397	0.6664	1.0793	0.5968	3.5182	298.4055	autocurage vérifié
	R56- R57	0.45383	0.50	100	552.576526	600	1.9962	0.5641	0.8045	1.1033	0.6742	2.2025	404.5410	autocurage vérifié
	R57 - R58	0.47222	0.70	100	526.577885	600	2.3620	0.6675	0.7074	1.0893	0.6182	2.5730	370.9476	autocurage vérifié
	R58- R10	0.49145	1.60	100	457.769246	600	3.5710	1.0092	0.4870	0.9901	0.4945	3.5356	296.6715	autocurage vérifié
COL4	R116 - R117	0.03782	1.00	100	191.099666	200	1.3572	0.0426	0.8875	1.1132	0.7369	1.5109	147.3730	autocurage vérifié
	R117 - R88	0.07223	0.40	100	289.232582	300	1.1248	0.0795	0.9089	1.1160	0.7562	1.2553	226.8692	autocurage vérifié
	R87 - R88	0.11563	1.00	100	290.580057	300	1.7784	0.1256	0.9203	1.1175	0.7670	1.9874	230.1002	autocurage vérifié
	R88 - R59	0.169415	0.50	100	381.869022	400	1.5234	0.1913	0.8854	1.1129	0.7351	1.6955	294.0377	autocurage vérifié
	R59- R60	0.212165	0.60	100	401.52598	400	1.6688	0.2096	1.0122	1.1203	0.8663	1.8695	346.5171	autocurage vérifié
	R60 - R61	0.250497	0.22	100	515.775908	600	1.3242	0.3742	0.6694	1.0802	0.5984	1.4303	359.0187	autocurage vérifié
	R61 - R62	0.288545	0.22	100	543.863842	600	1.3242	0.3742	0.7711	1.0994	0.6535	1.4558	392.1114	autocurage vérifié
	R89 - R62	0.33044	1.00	100	430.798405	600	2.8231	0.7978	0.4142	0.9401	0.4471	2.6541	268.2441	autocurage vérifié
	R62 - R63	0.37689	0.21	100	606.427266	600	1.2937	0.3656	1.0309	1.1157	0.8879	1.4435	532.7635	autocurage vérifié
	R63 - R64	0.4246	0.21	100	634.148158	800	1.5672	0.7874	0.5393	1.0231	0.5267	1.6035	421.3574	autocurage vérifié
	R64- R65	0.45755	0.22	100	646.508984	800	1.6041	0.8059	0.5678	1.0391	0.5434	1.6668	434.7003	autocurage vérifié
	R65 - R66	0.499	0.21	100	673.730089	800	1.5672	0.7874	0.6338	1.0687	0.5797	1.6748	463.7423	autocurage vérifié
	R90- R66	0.536	0.65	100	559.925052	600	2.2761	0.6432	0.8333	1.1066	0.6940	2.5187	416.3913	autocurage vérifié
	R66 - R67	0.57938	0.23	100	700.489613	800	1.6402	0.8240	0.7031	1.0884	0.6160	1.7852	492.7711	autocurage vérifié
	R67- R68	0.6245	0.21	100	732.863184	800	1.5672	0.7874	0.7931	1.1021	0.6670	1.7272	533.5827	autocurage vérifié
R68 - R13	0.6699	0.60	100	617.966225	800	2.6491	1.3309	0.5033	1.0008	0.5048	2.6513	403.8005	autocurage vérifié	
COL5	R69 - R70	0.124	3.50	100	235.849375	300	3.3272	0.2351	0.5275	1.0161	0.5196	3.3807	155.8883	autocurage vérifié
	R70 - R71	0.2499	3.60	100	305.119514	300	3.3744	0.2384	1.0482	1.1085	0.9080	3.7405	272.3896	autocurage vérifié
	R71 - R72	0.298	3.60	100	325.940807	400	4.0878	0.5134	0.5804	1.0456	0.5506	4.2741	220.2331	autocurage vérifié
	R72 - R73	0.348	2.20	100	378.880558	400	3.1955	0.4014	0.8671	1.1106	0.7197	3.5490	287.8961	autocurage vérifié
	R73 - R74	0.3975	2.20	100	398.255268	400	3.1955	0.4014	0.9904	1.1224	0.8412	3.5866	336.4897	autocurage vérifié

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

	tonçon	Qt(m3/s)	I(%)	Ks m(1/3) ^{s-1}	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	Hcal(mm)	condition d'écoulement
COL5	R74 - R75	0.4464	1.77	100	433.277303	500	3.3260	0.6527	0.6839	1.0840	0.6059	3.6054	302.9521	autocurage vérifié
	R75 - R76	0.4958	1.86	100	446.499139	500	3.4095	0.6691	0.7410	1.0953	0.6363	3.7344	318.1587	autocurage vérifié
	R76 - R77	0.5496	1.79	100	467.435761	500	3.3448	0.6564	0.8373	1.1070	0.6969	3.7028	348.4283	autocurage vérifié
	R77 - R78	0.5816	1.69	100	482.63604	500	3.2500	0.6378	0.9119	1.1164	0.7590	3.6283	379.4881	autocurage vérifié
	R78- R79	0.617	1.40	100	511.178156	600	3.3403	0.9440	0.6536	1.0754	0.5901	3.5924	354.0763	autocurage vérifié
	R79 - R80	0.652	1.90	100	492.822928	600	3.8914	1.0997	0.5929	1.0516	0.5576	4.0922	334.5325	autocurage vérifié
	R80 - R81	0.6875	2.00	100	497.907303	600	3.9925	1.1283	0.6093	1.0590	0.5666	4.2279	339.9502	autocurage vérifié
	R81 - R18	0.723	2.10	100	502.776651	600	4.0911	1.1561	0.6254	1.0655	0.5752	4.3590	345.1268	autocurage vérifié
COL6	R112- R113	0.08	0.26	100	325.810892	400	1.0986	0.1380	0.5798	1.0453	0.5502	1.1483	220.0940	autocurage vérifié
	R113 - R97	0.17	0.46	100	388.387826	400	1.4612	0.1835	0.9263	1.1182	0.7729	1.6340	309.1474	autocurage vérifié
	R97 - R98	0.265	0.78	100	415.493105	500	2.2079	0.4333	0.6116	1.0599	0.5678	2.3403	283.8985	autocurage vérifié
	R98 - R99	0.3566	0.90	100	452.128505	500	2.3717	0.4654	0.7661	1.0988	0.6506	2.6060	325.3066	autocurage vérifié
	R99 - R100	0.44905	2.90	100	395.845074	500	4.2573	0.8355	0.5375	1.0221	0.5256	4.3513	262.8094	autocurage vérifié
	R100 - R101	0.54	2.60	100	432.966718	500	4.0311	0.7911	0.6826	1.0837	0.6052	4.3685	302.6117	autocurage vérifié
	R101 - R102	0.64	2.40	100	468.427345	500	3.8730	0.7601	0.8420	1.1076	0.7003	4.2897	350.1721	autocurage vérifié
	R102 - R103	0.737	2.00	100	511.059588	600	3.9925	1.1283	0.6532	1.0753	0.5899	4.2932	353.9494	autocurage vérifié
	R103- R104	0.829	2.10	100	529.244298	600	4.0911	1.1561	0.7170	1.0912	0.6233	4.4642	374.0021	autocurage vérifié
	R104 - R105	0.877	1.89	100	551.318564	600	3.8811	1.0968	0.7996	1.1028	0.6711	4.2801	402.6475	autocurage vérifié
	R105 - R106	0.919	2.00	100	555.155376	600	3.9925	1.1283	0.8145	1.1045	0.6809	4.4096	408.5405	autocurage vérifié
	R114 - R115	0.9718	0.90	100	658.46883	800	3.2445	1.6300	0.5962	1.0531	0.5594	3.4169	447.5069	autocurage vérifié
	R115 - R106	1.02	1.70	100	595.155222	800	4.4591	2.2402	0.4553	0.9685	0.4741	4.3188	379.2557	autocurage vérifié
	R106 - R107	1.08	1.60	100	615.000924	800	4.3259	2.1733	0.4969	0.9967	0.5007	4.3115	400.5855	autocurage vérifié
	R107 R108	1.14	0.50	100	780.542941	800	2.4183	1.2149	0.9383	1.1196	0.7849	2.7076	627.9295	autocurage vérifié
	R108 - R109	1.2	1.30	100	665.185763	800	3.8993	1.9590	0.6125	1.0603	0.5683	4.1346	454.6596	autocurage vérifié
R109 - R110	1.268	0.60	100	785.019993	800	2.6491	1.3309	0.9527	1.1211	0.7999	2.9698	639.8978	autocurage vérifié	
R110 - R111	1.32	1.00	100	724.151744	800	3.4200	1.7182	0.7683	1.0991	0.6518	3.7588	521.4791	autocurage vérifié	
R111 - R94	1.39	1.40	100	693.179803	800	4.0465	2.0330	0.6837	1.0840	0.6058	4.3863	484.6533	autocurage vérifié	
COL7	R1-R2	0.93393	1.63	100	580.359441	800	4.3663	2.1936	0.4257	0.9481	0.4547	4.1397	363.7582	autocurage vérifié

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

COL7	tonçon	Qt(m3/s)	I(%)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	Hcal(mm)	condition d'écoulement
				$m(1/3)^{s-1}$										
	R2 - R3	0.972	3.00	100	525.447066	800	5.9235	2.9760	0.3266	0.8833	0.3899	5.2321	311.8899	autocurage vérifié
	R3 - R4	1.0067	3.00	100	532.404414	800	5.9235	2.9760	0.3383	0.8904	0.3973	5.2742	317.8799	autocurage vérifié
	R4 - R5	1.04	3.00	100	538.941496	800	5.9235	2.9760	0.3495	0.8974	0.4046	5.3155	323.6676	autocurage vérifié
	R5 - R6	1.076	3.20	100	539.297414	800	6.1178	3.0736	0.3501	0.8977	0.4050	5.4922	323.9872	autocurage vérifié
	R6 - R7	1.11	3.20	100	545.625744	800	6.1178	3.0736	0.3611	0.9048	0.4122	5.5352	329.7457	autocurage vérifié
	R7 - R8	1.76	1.82	100	720.971707	800	4.6138	2.3180	0.7593	1.0979	0.6466	5.0654	517.3127	autocurage vérifié
	R8 - R9	1.788	1.37	100	764.921853	800	4.0030	2.0111	0.8891	1.1134	0.7383	4.4570	590.6221	autocurage vérifié
	R9 - R10	1.81	0.97	100	819.830596	800	3.3683	1.6922	1.0696	1.0943	0.9319	3.6858	745.5096	autocurage vérifié
	R10 - R11	2.345	1.35	100	849.14204	1000	4.6110	3.6196	0.6479	1.0736	0.5871	4.9503	587.1120	autocurage vérifié
	R11 - R13	2.397	1.35	100	856.154785	1000	4.6110	3.6196	0.6622	1.0781	0.5946	4.9711	594.6220	autocurage vérifié
	R13 - R14	3.0935	0.87	75	1139.52883	1200	3.1350	3.5438	0.8729	1.1113	0.7246	3.4841	869.4674	autocurage vérifié
	R14 - R15	3.12881	0.84	75	1151.94359	1200	3.0805	3.4821	0.8985	1.1147	0.7467	3.4337	896.0113	autocurage vérifié
	R15- R16	3.164	0.84	75	1156.78512	1200	3.0805	3.4821	0.9086	1.1160	0.7559	3.4378	907.1362	autocurage vérifié
	R16- R17	3.1994	0.87	75	1154.00377	1200	3.1350	3.5438	0.9028	1.1152	0.7506	3.4962	900.6911	autocurage vérifié
	R17- R18	3.22	0.86	75	1159.29477	1200	3.1169	3.5234	0.9139	1.1167	0.7609	3.4806	913.0780	autocurage vérifié
	R18- R91	4.019	0.56	75	1365.29148	1400	2.7874	4.2887	0.9371	1.1195	0.7837	3.1205	1097.1604	autocurage vérifié
	R91- R92	4.068	0.30	75	1541.78566	1800	2.4123	6.1354	0.6630	1.0783	0.5950	2.6013	1071.0801	autocurage vérifié
	R92- R93	4.1128	0.50	75	1406.73115	1800	3.1143	7.9208	0.5192	1.0110	0.5146	3.1484	926.2508	autocurage vérifié
	R93- R94	4.153	0.40	75	1472.19676	1800	2.7855	7.0846	0.5862	1.0484	0.5538	2.9204	996.8962	autocurage vérifié
	R94- R95	5.585	0.50	75	1577.7682	1800	3.1143	7.9208	0.7051	1.0888	0.6170	3.3910	1110.6161	autocurage vérifié
	R95- R96	5.66	0.70	75	1488.73248	1800	3.6848	9.3720	0.6039	1.0566	0.5636	3.8935	1014.5399	autocurage vérifié

Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales.

Après le dimensionnement des collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto curage sont admissibles.

Le but de notre projet est atteint d'où l'agglomération est assainie maintenant par un nouveau réseau largement suffisant pour l'évacuation de ses débits.

Les collecteurs des diamètres inférieurs à 1000mm sont en PVC, d'où les diamètres supérieurs à 1000 mm sont en béton.

CHAPITRE VII:
Éléments constitutifs du réseau et
ouvrages annexes.

Introduction :

Le réseau d'assainissement a pour but d'améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement en protégeant contre les inondations, d'où le réseau d'assainissement se compose de plusieurs ouvrages dont on distingue :

- Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers le milieu récepteur.
- Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une meilleure exploitation du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents (Les tuyaux cylindriques, Les tuyaux ovoïdes et Les ouvrages visitables) vers le point de rejet ou la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

1.1- Les canalisations :

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, permettant de faire circuler des eaux usées et pluviales.

Formes et sections de conduites :

- Conduites circulaires : Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'assurer l'auto curage.

Critères du choix de conduite :

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

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

1.2-Types de matériaux :

- **Conduite en fonte :**

La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité. Elles sont utilisées généralement au niveau des raffineries de pétrole pour évacuer les eaux usées industrielles.

- **Conduite en amiante ciment :**

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide.

Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et Les longueurs utiles varient de 0.5 à 5 m.

- ❖ **Joints :**

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboitement. On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

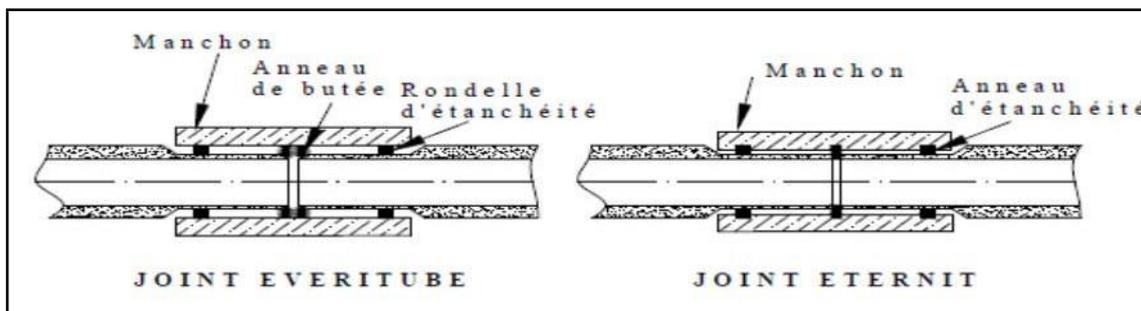


Figure VII-3 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

- **Conduite en grés :**

Les conduites en grés sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance aux agressions chimiques ou climatiques. Cette résistance est obtenue grâce à une cuisson à une température supérieure à 1 200 °C. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1.0m, 1.5m et 2.0m.

- ❖ **Joints :**

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

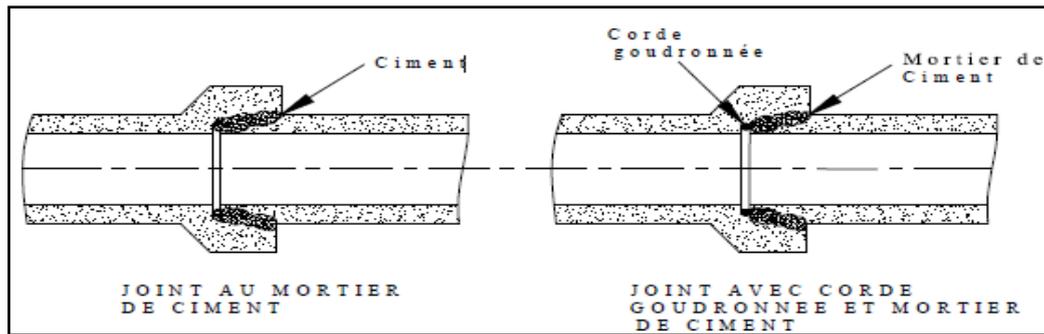


Figure VII-4 : Joints sur tuyau en grès

- **Conduite en matière plastique :**

Les conduites en plastique sont résistantes à la corrosion, inertes et stables vis-à-vis de nombreux réactifs chimiques. On peut distinguer :

- Les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques.

❖ **Joints :** Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

- **Conduite en béton armé :**

❖ **Nature du matériau :**

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

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.

❖ **Fabrication :**

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.
 - Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.
- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

❖ **Joints :**

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

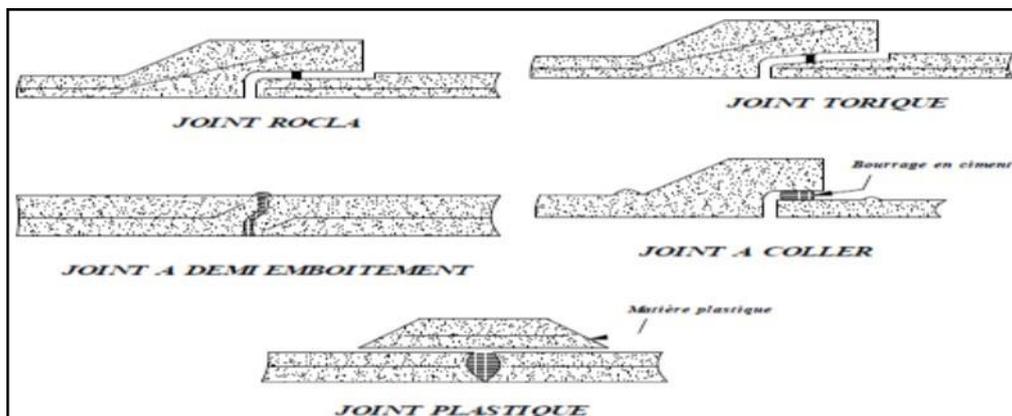


Figure VII-5 : Joints sur tuyaux en béton

-Dans notre cas on a utilisé des conduites en PVC pour les diamètres inférieurs à 800mm et du béton armé pour des diamètres supérieurs à 800mm.

2.Ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Ouvrages normaux ;
- Ouvrages spéciaux ;

2.1- Ouvrages normaux :

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

- 1) Les regards ;
- 2) Les caniveaux ;
- 3) Les bouches d'égout.

a) Regards :

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau visitable. Ils servent aussi à l'aération du réseau. Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

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

Regard de visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.

Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

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

Regard de chute :

Ce sont les ouvrages les plus répandus en assainissement, ils permettent d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, ils sont très utilisés dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

- La chute verticale profonde : utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

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

3.Ouvrages spéciaux :

3.1-Déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à agir sur l'économie d'un projet en réduisant les sections à l'aval du réseau.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

3.2-Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

a. Trous dans le mur :

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

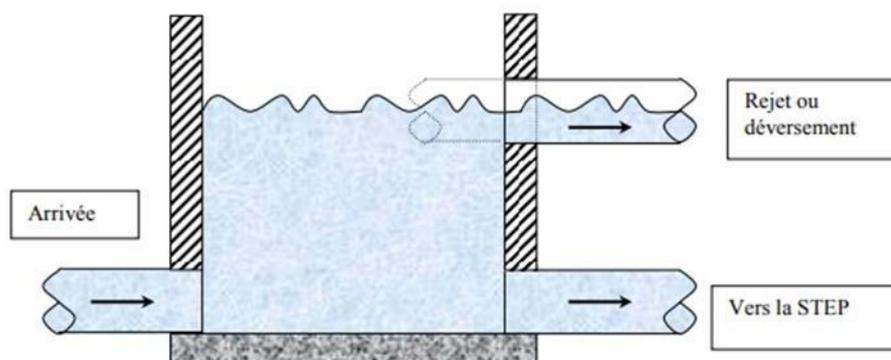


Figure VII-4 : Exemple d'un ouvrage type "trou dans le mur"

b. Déversoirs à ouverture de radier

Ce type de déversoir est préconisé dans le cas où les pentes sont trop importantes c'est-à-dire en présence d'écoulement torrentiel. Le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

c. Déversoirs à seuil latéral :

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

d. Déversoirs à seuil double

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quand les calculs nous donnent une longueur importante du seuil du déversoir.



Figure VII-5 : Exemple de déversoir à double seuil.

e. Déversoirs à seuil frontal :

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

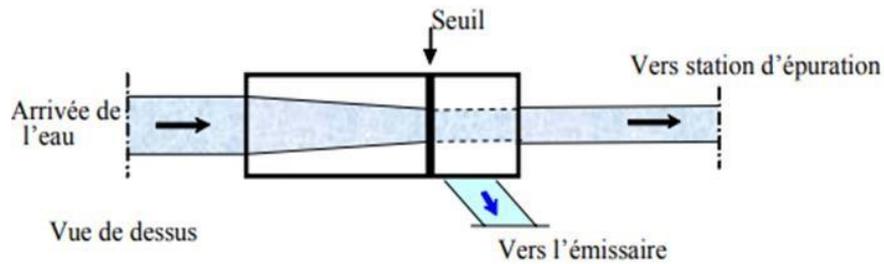


Figure VII-6 : Exemples de déversoir frontal

f. Déversoirs by pass :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau

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

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cité les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement, qui contribuent au bon fonctionnement de ce dernier ainsi que les ouvrages annexes qui ont une importance considérable dans l'exploitation des systèmes d'assainissement.

CHAPITREI VIII :
Pose de canalisation
et cout du projet.

Introduction :

La pose de canalisation c'est une étape pratique très importante après qu'on a obtenu les résultats de calcul hydraulique ainsi que les ouvrage nécessaire pour notre réseau, cette étape pratique demande de l'exactitude ou il faut toutes les dispositions utiles pour qu'aucun problème ne se pose, pour cela on doit prendre en considération toutes les contraintes que nos canalisations sont soumises et faire respecter aussi les différentes expertises.

1.Contraintes sur les conduites:

Les réseaux d'évacuation sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

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

La canalisation doit être enterré sous une couverture d'au moins 80cm au départ portée à 1m dans le cas des diamètres supérieurs à 400mm

2.Implantation des canalisations ;

Les canalisations d'assainissements sont enterrées dans le sous-sol (dans le domaine public le plus couramment) ou sous le domaine privé si les contraintes techniques du projet imposent une telle solution.

L'existence d'autres réseaux (eaux, gaz, chauffage, etc...) pose des problèmes que l'on peut résoudre d'une façon satisfaisante que par la mise en place d'une coordination spatiale de tous les intervenants. De tous les équipements d'infrastructure, l'assainissement est le plus contraignant en raison de la grande dimension des ouvrages et des difficultés liées à la pente.

3.Exécution des travaux :

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

- Décapage de la couche végétale ;
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ;
- Implantation des axes des canalisations sur terrain ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées ;

3.1-Décapage de la couche végétale :

Le décapage se fait par un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche végétale décapée est calculé comme suit :

$$V = b . h . L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

b: longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2m)

L : longueur totale des tranchées (m) Implantation des axes de la canalisation sur terrain.

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

3.2-Implantation des regards et des axes des tranchées :

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquets suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placées aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin des instruments suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires

3.3-Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle de l'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

a) Profondeur des regards :

En générale les regards ont une forme carrée du fait que nous avons opté pour des conduites circulaires.

La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de conduite de ce regard.

$$H = C_t - C_d \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur du regard (m) ;

C_t : cote tampon (m) ;

C_d : cote de départ de la conduite (m) ;

Dans la plupart des cas on ajoutera **20cm** pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H : C_t - C_d + 0.2 \text{ (m)}$$

La pente entre les regards est :
$$P = \frac{C_d^{ram} - C_a^{rav}}{d}$$

Avec :

P : pente entre deux regards consécutifs (m/m) ;

C_d^{ram} : cote de départ du regard amont (m) ;

C_a^{rav} : cote d'arrivée du regard aval (m) ;

D : distance entre deux regards (m) ;

b)- Volume des déblais des regards :

- la cote du regard (a) est :
$$a = D + 0.6 \text{ (m)}$$

Avec :

a : cote du regard (m) ;

D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m) ;

0.6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite ;

- la profondeur d'excavation des regards (**H**) est :

$$H = h + e_r + 0.1 \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur d'excavation (m)

h : profondeur du regard (m)

e_r : épaisseur du radier du regard (m)

0,1: marge de sécurité

- le volume d'excavation (**V**) pour chaque regard sera donc :

$$V = a^2 H \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

a : cote du regard (m) ;

H : profondeur du regard (m) ;

3.4-Aménagement du lit de pose :

Le lit de pose de 0.15 à 0.2 m, au fond de la tranchée, il sera fait de façon que la conduite soit rectiligne.

Pour ça il faut que le lit soit bien pilonné et bien nivelé.

- du sable ou de gravier pour les terrains ordinaires.
- De la pierre cassée pour les terrains imperméable et rocheux.
- Du béton maigre dans les parties rocheuses à très fortes pentes.

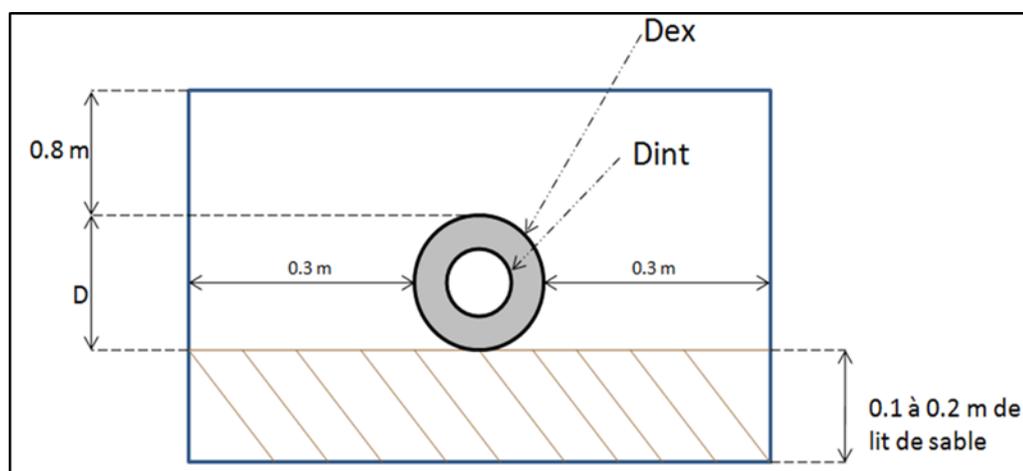


Figure VIII-1 : Pose du lit de sable

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé, chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour ce qui concerne les tranchées de la canalisation il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites,

a)- Profondeur de la tranchée :

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

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

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur des lits de pose (m)

D : diamètre de la conduite (mm)

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

b) Largeur de la tranchée :

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdal ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

- Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à **2m**.
- trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure ou égale à **2m**.

Ce choix à été fait en se basant sur le tableau suivant, qui donne le Coefficient du talus en fonction du terrain.

Tableau VIII.1 : détermination du coefficient des talus (m).

	<i>Profondeur de la tranchée (Htr)</i>		
	$1,5m \leq Htr$	$1,5m < Htr \leq 3m$	$3m < Htr \leq 6m$
<i>Sable Gravier</i>	0,50	1,00	1,00
<i>Limon Sableux</i>	0,25	0,67	0,85
<i>Limon Argileux</i>	0,00	0,50	0,75

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2a \text{ (m)}$$

Avec :

B : Largeur du tranché (m) ;

a : La distance entre la conduite et le talus du tranché **a = 0.3m** ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

c) Volume des déblais des tranchées :

- Forme rectangulaire :

$$V = b. H. L \quad (m^3)$$

Avec :

V : Volume de déblais de la tranchée (m³) ;

L : longueur total de la tranchée (m) ;

H : hauteur de la tranchée (m) ;

b : la largeur de tranchée (m) ;

- forme trapézoïdale :

$$V = S. L \quad (m^3)$$

Avec: S : aire de la section transversale de la fouillé (m²).

4.Choix des engins de terrassement :

Afin d'avoir un meilleur rendement et une meilleure rentabilité des travaux, on utilisera pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, une pelle équipé en rétro.

- **Les engins de chargement :**

- Les chargeuses.
- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

- **Les engins de transport :**

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.
- Les motos basculeurs.
- Les véhicules utilitaires.

- **Les engins de mise en place des matériaux :**

- Les niveleuses.
- Les compacteurs.
- Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ **Pour le décapage :**

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.

❖ **Pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

❖ **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.

❖ **Pour le compactage :**

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur a rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.

5.La mise en place de la canalisation :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps.

-Assemblage des canalisations :

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

1)- Essais des joints des canalisations :

- L'épreuve de joint permet de détecter les fuites d'eau, l'épreuve à l'eau s'avère nécessaire pour les conduites de faibles diamètres (jusqu'à 500mm).
- Lors de l'essai à l'eau les conduites seront obtenues des deux cotes, avec des robinets à l'extrémité basse pour le remplissage, et un autre à récupérer l'eau d'essai pour sa réutilisation.
- L'épreuve consiste en un remplissage total du tronçon, sans que le niveau d'eau diminue, la pression d'essai est de 1 bar maintenu pendant 30 minutes.
- Dans le cas des grands diamètres (> 500mm), on utilise de l'air et on mesure la variation de pression, il ne faut pas que cela dépasse 0.1 à 0.2 bars.

2)- Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

3) - Les remblais supérieurs :

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

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0.30 m, le compactage jusqu'à **75cm** au-dessous de la génératrice supérieure du tuyau doit être effectué par compactage manuel, l'utilisation d'un engin de compactage nécessite des couches de remblai supérieur à **0.75m**.

6. Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre ; les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

7. Travaux spéciaux :**- Pose des conduites dans un terrain mauvais :**

On peut rencontrer le tracé du réseau dans un terrain mauvais, dans ce cas les solutions sont envisageables :

- Si le terrain est très mauvais, pour éviter tout mouvement de la conduite on pose cette dernière sur une semelle en béton armé.
- Dans les terrains peu consistants, le fond de la tranchée sera consolidé

(Bétonnage, empierrement), chaque tuyau repose sur deux briques placées plus proche

des joints, et par la suite le vide est rempli de sable.

- Si le terrain est mouillé, il est indispensable d'utiliser des drains dans la tranchée, qui seront couverts d'une couche de gravier et puis posé dans le lit.

- Traversée de route

Lors de la traversée de la route on doit prendre les précautions suivantes :

- Il faut prévoir une gaine de protection en béton armé ; cette gaine assure la protection de la conduite d'évacuation contre les chocs et vibrations dues aux trafics routiers et faire évacuer les fuites hors de la chaussée.
- Si les diamètres sont faibles, et la hauteur du remblai est importante on prévoit des

conduites protectrices.

-Traversée de l'oued

La pose de canalisation à la traversée d'un l'oued comporte certaines difficultés en fonction du type de traversée. La canalisation pourra suivre le lit de l'oued, les tronçons immergés doivent être convenablement dimensionnés pour éviter leur soulèvement par l'eau. On doit disposer de contre poids sur génératrice supérieure de la canalisation pour la maintenir au contact du fond.

La canalisation utilisée pour la traversée est en acier, du fait de leur élasticité, on doit prévoir plusieurs couches de peintures antirouille pour protéger la canalisation contre la corrosion, les joints types soudés sont maintenus par les butées en béton posé d'une part et d'autre du joint.

-Contrebutée latérale :

C'est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau.

Le remblayage latéral s'effectue sur toute la largeur, le matériau de remblayage doit être compactable et exempt de pierres et blocs, il peut être du sable ou du gravier contenant moins de 12 % d'éléments inférieurs à 0.1 mm et ne contenant pas d'élément supérieure à 30 mm.

La mise en place d'un tel remblai réclame beaucoup de soin et se fait symétriquement par couches soigneusement damé à la main, afin de ne pas mettre en péril la stabilité du tuyau et ceux jusqu'à obtenir une couche de 0.2m au-dessous de la génératrice supérieure de la conduite.

8.Cout du projet :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des conduites PVC
- La construction des regards et en béton armé.
- Les Tavaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

Chapitre VIII: Pose de canalisation et cout du projet.

Tableau (VIII -2) : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prixunitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	97138.65	250	24284662.5
2	Pose du lit de Sable	m ³	6749.43	700	4724601
3	Remblai de Tranchée	m ³	39063.67	150	5481000
4	Evacuation des déblaies Excédentaire	m ³	82359.64	250	20589910
B	Canalisations				
Canalisations en pvc et béton					
1	200	ml	150	2400	360000
2	300	ml	330	4000	1320000
3	400	ml	420	12000	5040000
4	500	ml	690	24800	17112000
5	600	ml	780	5000	3900000
6	800	ml	930	6500	6045000
7	1000	ml	60	9183	550980
8	1200	ml	150	10000	1500000
9	1400	ml	30	13512	405360
10	1800	ml	150	15000	2250000
C	Construction				
	Construction des regards	U	125	55000	6875000
THT					94363912.5
TVA 19%					17929143.38
TTC					112293055.9

Le devis estimatif de notre projet est de 112293055.9 DA

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes étapes de pose de canalisation, le pose des canalisations doit suivre les limites et les conditions imposées selon le cas, pour qu'aucun problème ne se pose au niveau de notre système d'assainissement lors des travaux ou bien dans le futur.

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à 112293055.9 DA.

CHAPITRE VIII :

Entretien et gestion du réseau d'assainissement.

Chapitre VIII: Entretien et gestion de réseau d'assainissement.

Introduction :

Les systèmes d'assainissement sont soumis en permanence à de nombreuses agressions. Pour garantir convenablement leur fonctionnement dans le temps, une gestion stricte du réseau d'assainissement est nécessaire. Pour préserver sa capacité d'évacuation, le réseau doit être entretenu aussi bien à titre préventif qu'à titre curatif. Grâce aux regards de visite, les réseaux restent facilement accessibles en permanence, leur maintenance est facilitée tout en garantissant la sécurité des personnels d'entretien.

1. Gestion des systèmes d'assainissement :

La gestion des réseaux se base sur une prise en compte plus ou moins complète des facteurs d'impact, de dysfonctionnement, des constats de diagnostics structurels et des observations faites sur le réseau suite à des campagnes d'inspection.

Des modèles de gestion très complets ont été initiés et continuent d'être développés. La méthode d'inspection la plus couramment employée est l'inspection visuelle et télévisuelle sur laquelle se basent la plupart des méthodes d'évaluation des réseaux. Elle présente l'avantage de la simplicité de la mise en œuvre et permet d'établir un premier état de la conduite dans des conditions économiques.

2. Travaux de gestionnaire : Les travaux principaux pour mener à bien une gestion sont :

2.1 Connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (Pente, côte...etc.).

2.2 Surveillance du réseau :

Les réseaux publics d'assainissement font l'objet d'un entretien constant et de contrôles, afin d'éviter tout déversement d'eaux usées dans le milieu naturel ou dans les habitations.

Elle se fait en continu par des opérations d'inspection périodiques et qu'on double après chaque évènement exceptionnel (inondation, pluie torrentielle).

2.3 Opérations périodique d'entretien :

Les opérations périodiques d'entretien permettent d'assurer le bon fonctionnement et le bon état des ouvrages ainsi que le bon écoulement et la bonne distribution des eaux usées prétraitées jusqu'au dispositif de traitement. Par cette opération, nous vérifions l'accumulation normale des boues, des flottants et leur évacuation

Chapitre VIII: Entretien et gestion de réseau d'assainissement.

2.3.1-Travaux d'entretien :

Les travaux de réparation et d'entretien sont des dépenses qui ont pour objet de maintenir ou de remettre un réseau en bon état mais selon un programme préétabli et en mettant les moyens nécessaires :

a) Enlèvement des dépôts

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont monté leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main.

b) Détection des fuites

Dans un réseau d'assainissement, les problèmes de canalisations sont légion. Lorsqu'une tuyauterie est fissurée ou cassée, cela peut engendrer des fuites d'eau. Ces fuites apparaissent lorsque la terre autour de la canalisation s'affaisse ou lorsque, accidentellement, nous perçons ou cassons le tuyau lors de travaux. Or, les fuites de canalisation peuvent entraîner de l'humidité voire d'importants dégâts des eaux. C'est pourquoi, il est primordial de pouvoir détecter les fuites d'eau du réseau d'égouttage et de pouvoir réparer efficacement et rapidement la canalisation fissurée.

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

c) Entretien des joints

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol, vibration dues à la circulation lourde et dues aux agressions chimiques.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

2.3.2-Travaux spécifiques :

1-Désodorisation

Les eaux résiduaires, chargées en matières organiques particulières et dissoutes, en composés azotés, soufrés et phosphorés, peuvent générer directement (par dégagement de

Chapitre VIII: Entretien et gestion de réseau d'assainissement.

composés très volatils) ou indirectement (suivant un processus biologique de fermentation en milieu réducteur) des odeurs désagréables. pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.

2-Détection d'eaux parasites

Une eau parasite est une eau qui transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir.

Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire (généralement très peu polluée), introduite dans un système d'assainissement, on parle alors d'intrusion d'eaux claires parasites.

Une visite approfondie du réseau permettra de détecter les points d'entrées ponctuels et diffus principaux d'eaux claires parasites dans les réseaux.

2.3.2-Réhabilitation des réseaux :

La réhabilitation consiste à rétablir un ouvrage dégradé dans ses fonctions d'origine ou, dans certains cas, à améliorer un ouvrage pour une durée déterminée, en adéquation avec son environnement physique et l'évolution des besoins et des conditions normales d'usage.

La réhabilitation d'un tronçon détérioré peut s'effectuer par des techniques parmi lesquelles peuvent être citées :

✓ **Chemisage continu polymérisé en place** : Mise en place d'une chemise souple imprégnée d'une résine thermodurcissable ou photodurcissable produisant un tuyau après polymérisation de la résine.

✓ **Chemisage partiel** : réparation par chemisage local avec une chemise souple imprégnée d'une résine thermodurcissable ou photodurcissable formant un tuyau de courte longueur après polymérisation de la résine.

✓ **Injection ponctuelle d'étanchement** : colmatage d'une fuite au niveau d'une fissure, d'un assemblage ou d'un branchement par injection de résine ou de coulis, avec ou sans l'aide d'un manchon.

✓ **Robot découpeur** : un robot introduit dans le réseau par les regards de visite, piloté depuis la surface et contrôlé par caméra réalise des réparations de natures diverses à l'aide d'un outil de fraisage :

- suppression d'éléments pénétrants ou de dépôt,
- rétablissement des branchements après rénovation de la conduite principale.

✓ **Robot multifonctions** : en complément du robot découpeur, il réalise des

Chapitre VIII: Entretien et gestion de réseau d'assainissement.

réparations de natures diverses selon l'outil amovible qui équipe la tête de travail :

- étanchement de joints, fissures (en particulier longitudinales), branchements (par injection et colmatage),

- restructuration locale (par injection et masticage ou pose de segments ou gaines métalliques).

✓ **Tubage après éclatement** : On introduit dans la canalisation un outil adapté (éclateur ou découpeur). Il la détruit en la repoussant dans le terrain environnant et en tractant derrière lui la nouvelle canalisation.

✓ **Tubage avec espace annulaire** : mise en place par tractage, poussage ou enroulement hélicoïdal dans la canalisation à réhabiliter d'une nouvelle conduite d'un diamètre inférieur. Dans tous les cas, l'espace entre la canalisation existante et le tube est rempli par injection de coulis.

✓ **Tubage par tuyau continu sans espace annulaire** : tubage réalisé avec un tuyau continu dont la section est réduite pour permettre son installation et rétablie après sa mise en place pour assurer le contact avec le tuyau existant

✓ **Tubage par enroulement hélicoïdal** : tubage avec une bande profilée enroulée en spirale pour former un tuyau continu avec ou sans espace annulaire après installation.

2.4-Exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement représentent un patrimoine important particulièrement pour les collectivités. Les Directions Assainissement des communautés urbaines sont généralement organisées en trois grands secteurs : exploitation des réseaux, travaux neufs et épuration. L'exploitant de réseau a en charge ces trois fonctions.

2.4.1-Objectifs de l'exploitation :

En relation permanente avec les élus, les services administratifs, les sociétés privées..., l'exploitant de réseau joue un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du système d'assainissement et se doit d'être toujours disponible (astreintes) pour satisfaire l'ensemble des utilisateurs du réseau.

2.4.2-Tâches de l'exploitant :

L'exploitant de réseau organise, dirige et veille au fonctionnement optimum des réseaux qu'il a en charge, ainsi qu'au maintien de la qualité des eaux rejetées.

Chapitre VIII: Entretien et gestion de réseau d'assainissement.

Pour remplir les fonctions qui lui sont attribuées, l'exploitant de réseau :

- surveillance et contrôle régulièrement la gestion et l'exploitation du réseau et des stations d'épuration.
- s'assure en permanence que le réseau est bien adapté au volume des eaux traitées et à la nature des rejets.
- veille à la bonne application des directives de la Loi sur l'eau, et en particulier à la remise aux normes des stations d'épuration en lançant les études nécessaires à de potentielles réhabilitations.
- gère l'exploitation des données techniques pour améliorer la qualité des réseaux et les performances des équipements.

- **Techniques d'exploitation des réseaux :**

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse de débits en temps sec et petites pluies, nécessitent, pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage coûteuses.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante est l'accessibilité à l'intérieur d'ouvrages.

3-Matériels de curage d'ouvrages visitables :

a) Manuels

Ce système est utilisé dans les égouts à sec, dans les chambres de dessablement. Le matériel employé est : la pelle, la pioche, la brouette et le treuil de remontée.

b) Système de chasse

Le principe de ce système consiste, en obturant l'égout par une vanne, à provoquer la montée et le stockage des eaux circulant dans le collecteur et, par un ajustage plus ou moins grand à la partie intérieure de la vanne, à produire une augmentation de la vitesse réalisant ainsi un effet de chasse qui entraîne les sédiments jusqu'à un endroit où elles pourront être reprises et remontées à la surface. Il nécessite une grande expérience des ouvriers qui l'utilisent.

c) Aspiratrice

Dans les égouts visitables, ce procédé ne peut être utilisé qu'en l'absence d'eau.

Chapitre VIII: Entretien et gestion de réseau d'assainissement.

Conclusion :

Les réseaux d'assainissement nécessitent un entretien régulier et périodique préventif, et des interventions curatives ponctuelles en cas d'engorgement

- Eliminer les dépôts de boues, graisses, racines, gravas ...
- Curage de fosses septiques
- Favoriser un écoulement de l'eau satisfaisant
- Prolonger la durée de vie de vos canalisations
- Préparer les canalisations avant réhabilitation
- Détecter un problème d'écoulement, cassure, infiltration, exfiltration, affaissement

Bibliographie

1-TOUAIBIA. B, 2003, «Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA

2-TOUAIBIA. B, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».

3-SALAH. B, 1993 « polycopé d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.

4-SALAH. B, Guide d'élaboration d'un projet à l'usage des ingénieurs.

5-GUERREE. H et GOMELLA. C « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales »

6-GOMELLA. C, GUERREE. H, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris perspective », Paris

7-R. BOURIER, Les réseaux d'assainissement urbain ,Ed .OTH, Paris 91.

8-CREATE, Réception, diagnostic et réhabilitation des réseaux d'eaux usées
Colombes 1990.

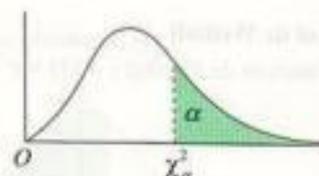
9-TH8942.pdf mémoire doctoral.

Annexes

Annexe 01: table de χ^2

La table donne la probabilité α , en fonction du nombre de degrés de liberté ν , pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée χ^2_α

$$\alpha = P(\chi^2 \geq \chi^2_\alpha)$$



ν	$\alpha = 0,990$	$\alpha = 0,975$	$\alpha = 0,950$	$\alpha = 0,900$	$\alpha = 0,100$	$\alpha = 0,050$	$\alpha = 0,025$	$\alpha = 0,010$	$\alpha = 0,001$
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Quand ν est supérieur à 30, on utilise la table de la loi normale (table de l'écart réduit) avec :

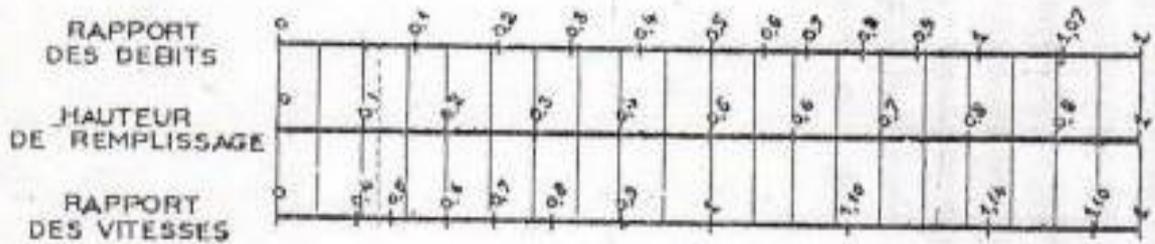
$$r = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$$

Annexe 02 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage
D'après la formule de Bazin

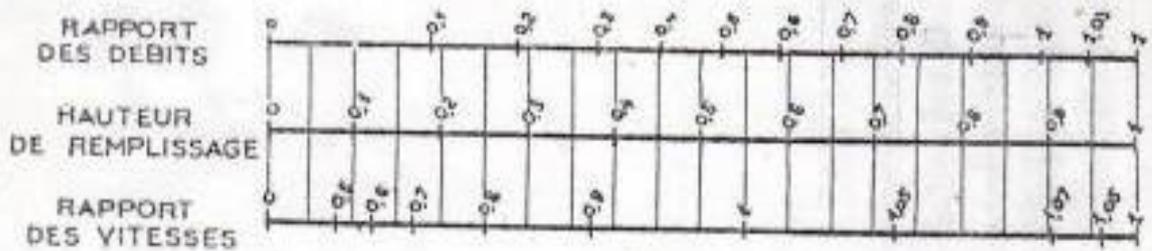
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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