

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**ETUDE DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DU POLE URBAIN
ET UNIVERSITAIRE DE LA VILLE DE MEDEA
(W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r AMIRI MOHAMED EL BACHIR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r M. MEDDI	PROFESSEUR	Président
M ^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Examinatrice
M ^{me} N.CHENITI	M A.B	Examinatrice
M ^{me} C.MAZARI	M A.A	Examinatrice
M ^{me} S.BELLABAS	M A.B	Examinatrice
M ^{me} N.ZENDAQUI	ING EN CHEF	Promotrice

Septembre -2013

Dédicaces Dédicaces

Louange à Allah le tout puissant et le très miséricordieux qui m'a aidé pour l'accomplissement de ce travail que je dédie à :

Mes grandes mères Fatima et Fatma pour leur bonté, leur amour et leur sagesse.

Mes chers parents Abdenacer et Safia qui n'ont ménagé aucun effort pour me guider et m'assister. Ils ont toujours été présents pour moi par leur amour, leur patience et leur persévérance.

Mon frère et mes sœurs Abdelkarim, Soumia, Asmâa, Karima Bouchra et mes petites Yousra et Innes auxquels je souhaite toute la réussite dans leurs études et leurs vie.

*Mes tantes et leurs maris, mes oncles et leurs femmes.
Mes cousins et toutes les cousines.*

A tous mes amis avec qui j'ai passé de merveilleux moments dans ma vie étudiante, en particulier : Meguateli , Benaisa Ourdache, Benia, Moussaoui et Sisani.

A tous mes amis du ENSH promotion 2009- 2013, et à ceux et celles qui me connaissent et qui m'aiment.

Remerciements Remerciements

Mes remerciements les plus sincères et ma profonde gratitude vont à :

Ma promotrice M^{me} N.ZENDAGUI, pour m'avoir guidé tout le long de ce travail, pour sa compréhension et sa disponibilité.

Tous les professeurs et l'équipe de l'administration de l'ENSH pour m'avoir aidé et soutenu tout le long de mon cursus. Je tiens également à remercier toutes les personnes qui par leurs conseils, leurs soutien moral et leur amitié, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

ملخص

تطرقنا في هذه المذكرة إلى دراسة شبكة تطهير القطب الحضري الجديد بمدينة المدية وهذا
لصرف المياه المستعملة و مياه الأمطار خارج المجمع السكني بطريقة تتماشى مع المعايير المعمول
بها قصد المحافظة على المحيط.
حيث قمنا بجمع معظم هذه المياه و توجيهها إلى محطة معالجة المياه المستعملة.

Résumé

Dans ce mémoire, nous avons fait l'étude de réseau d'assainissement du
nouveau pôle urbain de la ville de Médéa pour évacuer les eaux usées et
pluviales en dehors de cette agglomération suivant les normes appliquées
pour protéger l'environnement.

Notre réseau pourra ainsi collecter et acheminer la majorité de ces eaux
vers la station d'épuration.

Abstract

In This thesis, we studied the sewerage system of the new pole of
Medea, to evacuate domestic and municipal waste water out of the
agglomeration according to the applied norms to protect the environment.
Therefore, we have collected and lead the most of the wastewater to the
treatment plant.

Tableau des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Situation Géographique.....	2
I.2 Données naturelles du site.....	4
I.2-1 Topographie.....	4
I.2-2 Géologie.....	4
I.2-3 Géotechnique.....	4
I.2-4 Sismicité	4
I.2-5 Hydrogéologie	4
I.3 Situation climatique.....	5
I.3-1 Température	5
I.3-2 Les vents dominants.....	5
I.3-3 Pluviométrie.....	5
I.4 Situation démographique.....	6
I.5 Situation hydraulique.....	6
I.5-1 Alimentation en eau potable.....	6
I.5-2 Assainissement.....	6

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Choix de la période de retour.....	8
II.2 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	8
II.2-1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	9
II.2-1.1 Analyse des données statistiques.....	9
II.2-1.2 Choix de la loi d'ajustement	10
II.2-1.3 Vérification de l'homogénéité de la série.....	11
II.2-2 Calcul les paramètres de ces lois.....	11
II.2-2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	11
II.2-2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton [6].....	15
II.2.3 Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI.....	17

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

III.1 Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires.....	19
III.2 Systèmes d'évacuation	19
III.3 Choix du système d'évacuation	20
III.4 Schémas d'évacuation	21
III.4-1 Schéma perpendiculaire	21
III.4-2 Schéma par déplacement latéral	21
III.4-3 Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	22
III.4-4 Schéma à collecteur étagé.....	22
III.4.5 Schéma type radial	22
III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation	23
III.6 Choix du coefficient de ruissellement [5].....	23
III.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire	24

CHAPITRE IV : ÉVALUATION DES DEBITS

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées.....	26
IV.1-1 Nature des eaux usées.....	26
IV.1-2 Estimation des débits d'eau usée.....	27
IV. 1-2.1Eaux usées domestique.....	27
IV.1-2.2 Eaux usées des services publics.....	28
IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales	30
IV.2-1 la méthode superficielle (méthode de Caquot)	30
IV.2-2 La méthode rationnelle	31
IV-3 Applications de la méthode rationnelle sur le pôle urbain de la ville de Médéa.....	32
IV-3-1 Temps de concentration	32

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE

V.1 Conditions d'implantation des réseaux.....	35
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	35
V.3 Mode de calcul	36
V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	38
V.5 Caractéristiques hydraulique du réseau d'assainissement.....	45

CHAPITRE VI : ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

VI-1 Les types de canalisation	55
VI-1.1 Tuyaux à section circulaire	55
VI-1.2 Tuyaux à section ovoïde	58
VI-2 Choix du type de canalisations	59
VI-3 Les joints des conduites circulaires	59
VI-4 Différentes actions supportées par la conduite.....	61
VI-4-1 Les actions mécaniques.....	61
VI-4-2 Les actions chimiques	61
VI-5 Essais des tuyaux préfabriqués.....	61
VI-5-1Essai de corrosion.....	61
VI-5-2 Essai à l'écrasement.....	61
VI-5-3 Essai à l'étanchéité	62
VI-6 Ouvrages annexes.....	63
VI-6.1 Ouvrages normaux.....	63

CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION

VII.1 Emplacement des canalisations.....	69
VII.2 Exécution des travaux.....	69
VII.2-1 Décapage de la couche de terre végétale.....	69
VII.2-2 Emplacement des jalons des piquets	69
VII.2-3 Exécution des tranchées et les regards	70
VII.2-4 Aménagement du lit de sable	71
VII.2-5 Pose des canalisations en tranchées.....	71
VII.2-6 Confection des joints.....	73
VII.2-7 Réalisation des regards.....	73
VII.2-8 Remblaiement et compactage des tranchées.....	73
VII.3 Choix des engins.....	74
VII.4 Devis quantitatif et estimatif.....	77
VII.4-1 Détermination des différents volumes.....	77
VII.4-2 Estimation du coût de projet.....	79
VII.5 planification des travaux.....	80

CHAPITRE VIII : GESTION ET EXPLOITATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

VIII.1 La connaissance du réseau.....	82
VIII.2 Surveillance du réseau d'assainissement.....	82
VIII.3 Organisation de l'entretien du réseau.....	82
VIII.3-1 Enlèvement des dépôts.....	83
VIII.3-2 Détection des fuites.....	83
VIII.3-3 Détection des eaux parasites.....	83
VIII.3-4 Entretien des joints.....	84
VIII.3-5-Travaux spécifiques.....	84
VIII.4-Exploitation du réseau.....	85
VIII.4.1- Technique d'exploitation du réseau.....	85
VIII.4.1.1-Curage mécanique des égouts visitables.....	85
VIII.4.1.2-Curage des égouts non visitables.....	86
VIII.6-Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée.....	88
VIII.6.1-Risque liés au gaz toxiques	88
VIII.6.2-Autres risques que courent ces travailleurs.....	88
VIII.7-Maladies liées à l'eau usée.....	88
VIII.8- Gestion informatique du réseau.....	89
VIII.9- Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau.....	89
CONCLUSION GENERALE.....	91

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température.....	5
Tableau I-2 : les moyennes mensuelles des vitesses de vent.....	5
Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	6
Tableau I-4 : Evolution chronologique de la population.....	6
Tableau II.1 : précipitations maximales journalières à la station de Médéa.....	9
Tableau II.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	12
Tableau II.3 : Caractéristiques de l'échantillon.....	13
Tableau II.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	16
Tableau III-1 : coefficient de ruissellement suivant le type de surfaces.....	23
Tableau III-2 : coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	23
Tableau III.3: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	24
Tableau III.4: nombre d'habitants par chaque surface élémentaire.....	24
Tableau IV-2: Evaluation des débits d'eaux usées domestique.....	29
Tableau IV-1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	28
Tableau IV-3 : Calcul des débits pluviaux par surface élémentaire.....	33
Tableau IV-4 : récapitule des débits pour chaque surface élémentaire.....	33
Tableau V.1 : Dimensionnement des collecteurs secondaires.....	38
Tableau V.2 : Dimensionnement des collecteurs principaux.....	41
Tableau V.3 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs secondaires.....	45
Tableau V.4 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs principaux.....	48

Tableau VI-1 : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé...	56
Tableau VI-2 : Epaisseurs et diamètres intérieurs des tuyaux PVC et charges approximatives d'ovalisation par mètre.....	57
Tableau VII.1: Volumes des différentes terres pendant les travaux	78
Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	79

Liste des figures

Figure I.1	carte de situation de la commune de Médéa.....	2
Figure I.2	Vue aérienne du nouveau pôle urbain.....	3
Figure II-1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	14
Figure II-2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	16
Figure III-01	divers systèmes d'évacuation.....	20
Figure III.2	Schéma perpendiculaire.....	21
Figure III.3	Schéma par déplacement latéral.....	21
Figure III.6	schéma type radial.....	22
Figure III.5	Schéma à Collecteur Etagé.....	22
Figure III.4	Schéma à Collecteur Transversal (Oblique).....	22
Figure VI.1	Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué.....	58
Figure VI.2	Joint type Rocla.....	59
Figure VI.3	Joint à demi-emboîtement.....	60
Figure VI.4	Joint à collet.....	60
Figure VI.5	Essai d'écrasement.....	62
Figure VI.6	Essai de l'étanchéité.....	62
Figure VI.4	Branchement.....	63
Figure VI.5	bouche d'égout.....	64
Figure VI.6	emplacement des bouches d'égout.....	64
Figure VI.7	Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre.....	65
Figure VI.8	Regard de jonction.....	66

Figure VII.1 Coupe transversale d'une tranchée avec la laconduite.....	70
Figure VII.2 Pipelayers (pose de la canalisation).....	72
Figure VII.3 Bulldozer.....	74
Figure VII.4 Niveleuse automotrice.....	74
Figure VII.5 Pelle équipée en rétro.....	75
Figure VII.7 compacteur.....	76
Figure VII.6 Chargeur.....	76
Figure VIII.1 curage manuel.....	83
Figure VIII.2 MANISTREAM.....	83
Figure VIII.3 dislocation des joints.....	84

Liste des planches

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse avec réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain et universitaire de Médéa (W.MEDEA)

Planche N°2: Profil en long de collecteur principal amont **A**

Planche N°3 : Profil en long de collecteur principal aval **G**

Planche N°4 : Profil en long de collecteur secondaire **B**

Planche N°5 : Les Ouvrages Annexes.

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement d'une 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.

La croissance démographique et le développement des villes ainsi que le changement du niveau de vie traduit par un accroissement de consommation de l'eau potable ce qui introduit des déchets en quantité et qualité et d'autres facteurs ont permis le développement de cette science ainsi que d'autres moyens pour la rendre moins nocive à l'environnement.

Actuellement la wilaya de MEDEA connaît un développement important avec l'évolution du nouveau pôle urbain d'où la présence des équipements et des habitations, collectifs.

C'est dans ce contexte là, que s'inscrit pour la projection d'un réseau d'assainissement du pôle urbain de Médéa (W. MEDEA), a fin d'évacuer ces eaux usées et pluviales vers la station d'épuration d'Oued lahrche que se trouve au Sud de la ville, afin de protéger le milieu naturel.

Introduction

Toute étude d'un projet d'assainissement nécessite la connaissance de certains paramètres qui peuvent jouer un rôle très important pour le choix de la variante la plus adéquate afin d'assurer à la fois une meilleure évacuation des débits et une bonne protection des milieux à assainir.

Dans ce chapitre on présente les informations nécessaires pour une étude de conception d'un réseau d'assainissement.

I.1 Situation Géographique

La commune de Médéa représente le chef-lieu de la wilaya, elle est située au Nord de celle-ci, insérée entre l'Atlas Blidéen et le Massif de Berrouagia, les limites administratives sont :

- Au Nord : par les communes de Tamezguida et EL Hamdania
- Au Sud : par la communes de Tizi mehdi
- A l'Est : par la communes de Ouzera
- A l'Ouest : par la communes de Draa smar

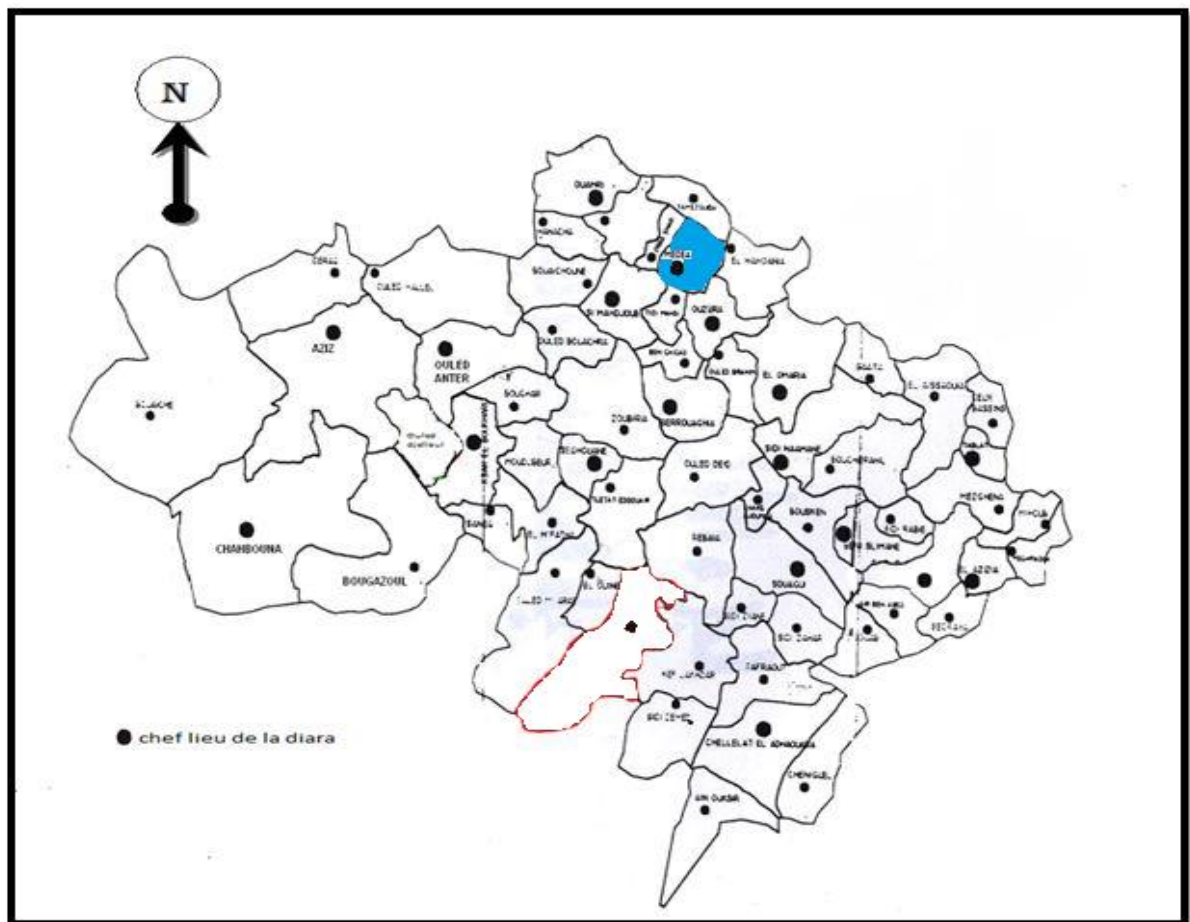


Figure I.1 : carte de situation de la commune de Médéa.

Il s'agit de faire l'étude d'assainissement du nouveau pôle urbain, situé au nord de la commune de Médéa sur une superficie d'environ 100 hectares, telle que cette nouvelle agglomération situe entre l'ancienne route nationale N° 01 et la nouvelle.

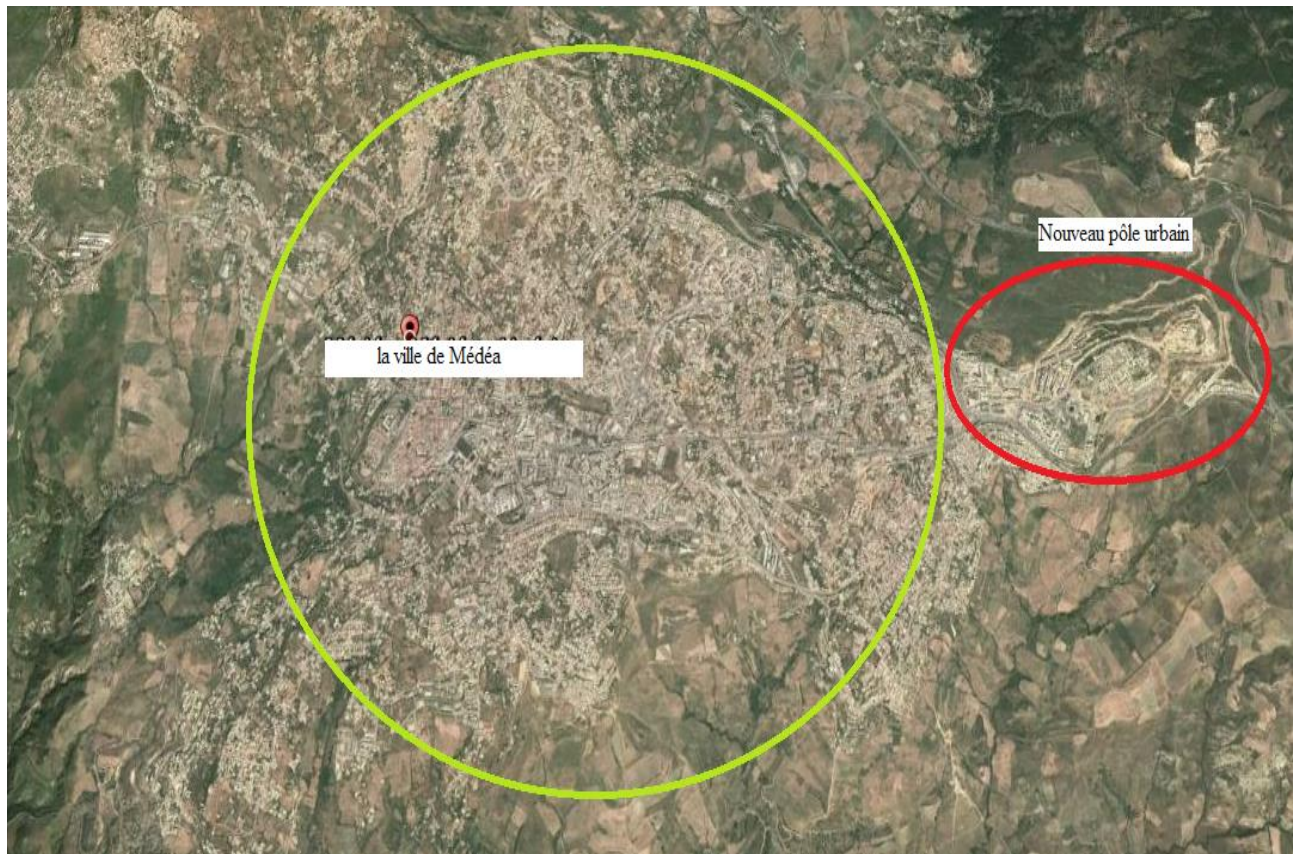


Figure I.2 : Vue aérienne du nouveau pôle urbain.

I.2 Données naturelles du site

I.2-1 Topographie

Le plateau de Médéa est très accidenté, dont plus de 77% de son relief est supérieur à 12%. Donc le relief dans son ensemble est relativement accidenté, les altitudes du Nord vers le Sud dans un ordre décroissant, avec des pentes allant de 0% à 20%.

I.2-2 Géologie

Le plateau du chef-lieu sur un rayon de 3km environ est formé d'un noyau rocheux stable de l'Est à l'Ouest entre DAMIETTE et TIBHERINE et du Nord au Sud entre Oued Zeitoun, Theniet el Hdjer et Beziouache.

Par contre la zone périphérique est constituée des argiles et des marnes ou des formations hétérogènes.

I.2-3 Géotechnique

D'après la révision du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de Médéa qui fait par URBAB permet de dégager une synthèse sur l'aptitude des terrains à l'urbanisation et donc diviser le territoire communal en zones :

- Zone favorable à l'urbanisation : au Nord-Ouest à l'Est et le Sud-Est
- Zone moyennement favorable : au Nord à l'ouest et au Nord-Est
- Zone à propriété variable : à l'Ouest et à l'Est
- Zone défavorable à l'urbanisation : au Nord au Nord-Est et au Sud.

I.2-4 Sismicité

La région de Médéa est sujette à des mouvements tectoniques (séismes) plus ou moins fréquents et dont l'intensité fait que la région est classée en zone I (forte sismicité), modifiée en 2003 en zone II (moyenne sismicité).

I.2-5 Hydrogéologie

Le plateau de Médéa est constitué par des grès perméables plus ou moins sableuses, d'épaisseur moyenne de 50m, reposants sur une formation marneuse imperméable, les grès sont aquifères qui alimentent les sources et les puits de la région.

I.3 Situation climatique

I.3-1 Température

La moyenne des températures entre les mois les plus froids et les mois les plus chauds varie entre 6.0°et 27.2°.

La répartition mensuelle de température représente dans le tableau I-1 :

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température.

Mois T°c	Jan	fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy Inter-annuelle
Max	10.5	9.8	14.5	18.0	23.9	29.1	33.9	32.7	27.5	22.4	13.9	9.4	20.5
Min	3.8	3.1	6.1	8.3	13.8	16.3	23.9	20.4	16.8	13.8	6.9	4.4	11.4
Moy	6.5	6.0	9.9	13.1	18.4	22.4	27.2	25.8	21.4	17.6	10.0	6.6	15.4

Source d'information : ANRH(BLIDA)

I.3-2 Les vents dominants

A la lecture du tableau, ci-dessous, nous remarquons que la force du vent est faible à modéré durant toute l'année. Tandis que le minimum concerne le mois d'Aout. Les vents ont des vitesses varient de 2.67 m/s à 3.59 m/s

Les vitesses moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I-2 :

Tableau I-2 : les moyennes mensuelles des vitesses de vent.

Mois	Jan	fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	MA
Vitesse (m/s)	3.32	3.43	3.42	3.59	3.26	3.21	2.75	2.67	3	2.84	3.34	3.52	3.2

Source d'information : O.N.M

I.3-3 Pluviométrie

La pluviométrie est caractérisée par son intensité et son irrégularité avec une moyenne annuelle des précipitations de 800mm.la neige, le gel sont des agents climatiques qui caractérisent le climat de la région.

Les précipitations moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I-3 :

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie.

MOIS P _(mm)	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout
max	47.3	101.4	66.5	71.6	147	60.2	156.7	44.7	125	23.1	43.4	17.5
moy	17.4	22.9	26.9	29.4	30.8	25.1	25.6	20.1	17.5	5.6	4.0	4.1
min	0	3.5	2.4	8.8	0	0	1.3	4.9	0	0	0	0

Source d'information : ANRH(BLIDA)

I.4 Situation démographique

La commune de Médéa est de type urbain dont plus de 97,60% réside au chef-lieu répartis sur une superficie de 64 km².

L'évolution des populations de la commune sont représentées dans le tableau I-4 :

Tableau I-4 : Evolution chronologique de la population.

Année	1977	1987	1998	2008
Population (hab)	66300	85727	123498	134242

Source d'information : PDAU(MEDEA)

I.5 Situation hydraulique

D'après la direction de ressource en eau(DRE) de la willaya de Médéa on a :

I.5-1 Alimentation en eau potable

La commune de Médéa est alimentée à partir des eaux de surfaces assuré par le barrage de Ghrib et les eaux souterraines présentent 173m³/j par les forages et 322m³/j par les sources, la gestion de l'eau potable est assuré par l'APC et ADE, la capacité de stockage de la nouvelle ville est assurer par un réservoir de 2500 m³.

I.5-2 Assainissement

L'ensemble des agglomérations de la commune de Médéa sont dotés de réseaux d'assainissement où le taux de raccordement est de 98 %, la gestion est faite par l'ONA.

Les rejets de la ville de Médéa acheminé vers la station d'épuration de Ouad Lahrche présent une capacité de 39000 m³/j.

Conclusion

Nous pouvons dire que l'ensemble des données géographique, naturelle, climatique, démographique et hydraulique qui sont nécessaire pour élaborer notre projet d'étude de réseau d'assainissement du pôle urbain et universitaire de Médéa.

Introduction

La réalisation d'un réseau d'assainissement dans une agglomération, nécessite une étude hydrologique de la région pour déterminer l'intensité moyenne de précipitation, et donc le débit pluvial qui présente la quantité importante dans un système d'égout, et comme la pluviométrie est un facteur aléatoire qui dépend le climat de la région on est obligé de passer par une estimation de l'intensité pour bien dimensionner notre réseau d'assainissement.

II.1 Choix de la période de retour

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

II.2 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de l'intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale de temps Δt de différents points du réseau et qui sera atteinte ou dépassé une fois en 10ans. Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt ,

Soit :

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

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster ces données.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.2-1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

II.2-1.1 Analyse des données statistiques

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.

La série pluviométrique de la station pluviométrique de Médéa qui a été fournie par l'ANRH de Blida sur une période de fonctionnement de 1978 à 2012. (Voir annexe I)

Cette station caractérisé par un code **011509** et coordonnées Lambert

X = 504.85Km.

Y = 329.8Km.

Z = 935m.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières, les données dans le tableau suivant:

Tableau II.1 : Pluies maximales journalières à la station de Médéa.

Année	P _{max,j} (mm)	Année	P _{max,j} (mm)	Année	P _{max,j} (mm)
1978-1979	75,6	1990-1991	56,5	2002-2003	60,2
1979-1980	100,5	1991-1992	147	2003-2004	47,5
1980-1981	71,6	1992-1993	30	2004-2005	66,5
1981-1982	37,9	1993-1994	77,5	2005-2006	125
1982-1983	55,2	1994-1995	67	2006-2007	156,7
1983-1984	43,8	1995-1996	45,4	2007-2008	60,1
1984-1985	101,4	1996-1997	25,5	2008-2009	40,5
1985-1986	39,1	1997-1998	41,5	2009-2010	47,3
1986-1987	66,4	1998-1999	42,3	2010-2011	47,8
1987-1988	42,1	1999-2000	43,5	2011-2012	44,7
1988-1989	71	2000-2001	63,9	-	-
1989-1990	43,4	2001-2002	20,6	-	-

Source A.N.R.H (BLIDA)

a- Les caractéristiques de cette série sont

- La somme des précipitations maximales journalières durant 34 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=34} P_i = 2105 \text{ mm} \quad (\text{II.1})$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} P_i}{N} = \frac{2105}{34} = 61.91 \text{ mm}. \quad (\text{II.2})$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 34 ans).

- **Ecart type σ_x**

Pour N > 30 ans on a :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}{N}} \right] \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{33010.68}{34}} = 31.16 \text{ mm}$$

- **Coefficient de variation**

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{P}} = \frac{31.16}{61.91} \quad (\text{II.4})$$

$$C_v = 0,50$$

L'exposant climatique de cette région b= 0,41

II.2-1.2 Choix de la loi d'ajustement

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

- loi de GALTON ou loi log normale.
- Loi de GUMBEL ou loi doublement exponentielle.

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

II.2-1.3 Vérification de l'homogénéité de la série

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

➤ **Test de la médiane [6]**

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule la médiane et puisque la série est paire, la médiane est la moyenne des deux valeurs ayant le rang $\frac{n}{2}$ et $\frac{n}{2}+1$ c'est-à-dire en rang 17 et 18 et donc la médiane égale $(X_{50\%}) = 51.5 \text{ mm}$

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

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Ns = 17.

Ts = 5.

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

$$Ns > \frac{1}{2}(N+1-u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1}) = 11.8 \quad (\text{II.5})$$

$$Ts < 3.3(\log_{10}(N)+1) = 8.4 \quad (\text{II.6})$$

$$\text{Avec : } \alpha = 5\% \quad u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

II.2-2 Calcul les paramètres de ces lois

II.2-2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II.7})$$

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $y = \alpha(x-x_0)$, la loi de GUMBEL s'écrit

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.8})$$

$y = \alpha(x-x_0)$ est la variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$.

L'équation $y = \alpha (x-x_0)$ présentée sous la forme $x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0$.

Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a) Procédé d'ajustement

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.9})$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \quad (\text{II.10})$$

- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II.11})$$

$\bar{x}$ et $\bar{y}$: Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y .

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \quad (\text{II.12})$$

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

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

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

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL [6]

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x = 0.78 * \sigma_x \quad (\text{II.13})$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 31.16 = 24.3; \text{ donc } \frac{1}{\alpha} = 24.3 \text{ mm}$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=34} y_i}{n} = 0.57 \text{ mm} \quad (\text{II.14})$$

$$X_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \Rightarrow X_0 = 61.91 - 24.3(0.57) = 48.06 \text{ mm}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 24.3y + 48.06$$

D'où : $P_{\max, p\%} = 24.3 y + 48.06 \quad (\text{II.15})$

Le coefficient de corrélation $r = 0.97$

Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
50.0	0.9800	144	18.3	108	180
20.0	0.9500	121	14.3	92.9	149
10.0	0.9000	103	11.3	81.0	125

Avec

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm).

Le tableau suivant présente les caractéristiques de l'échantillon

Tableau II.3 : Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	20.6
Maximum	157
Moyenne	61.9
Ecart-type	31.16
Médiane	51.5
Coefficient de variation (Cv)	0.511
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.63

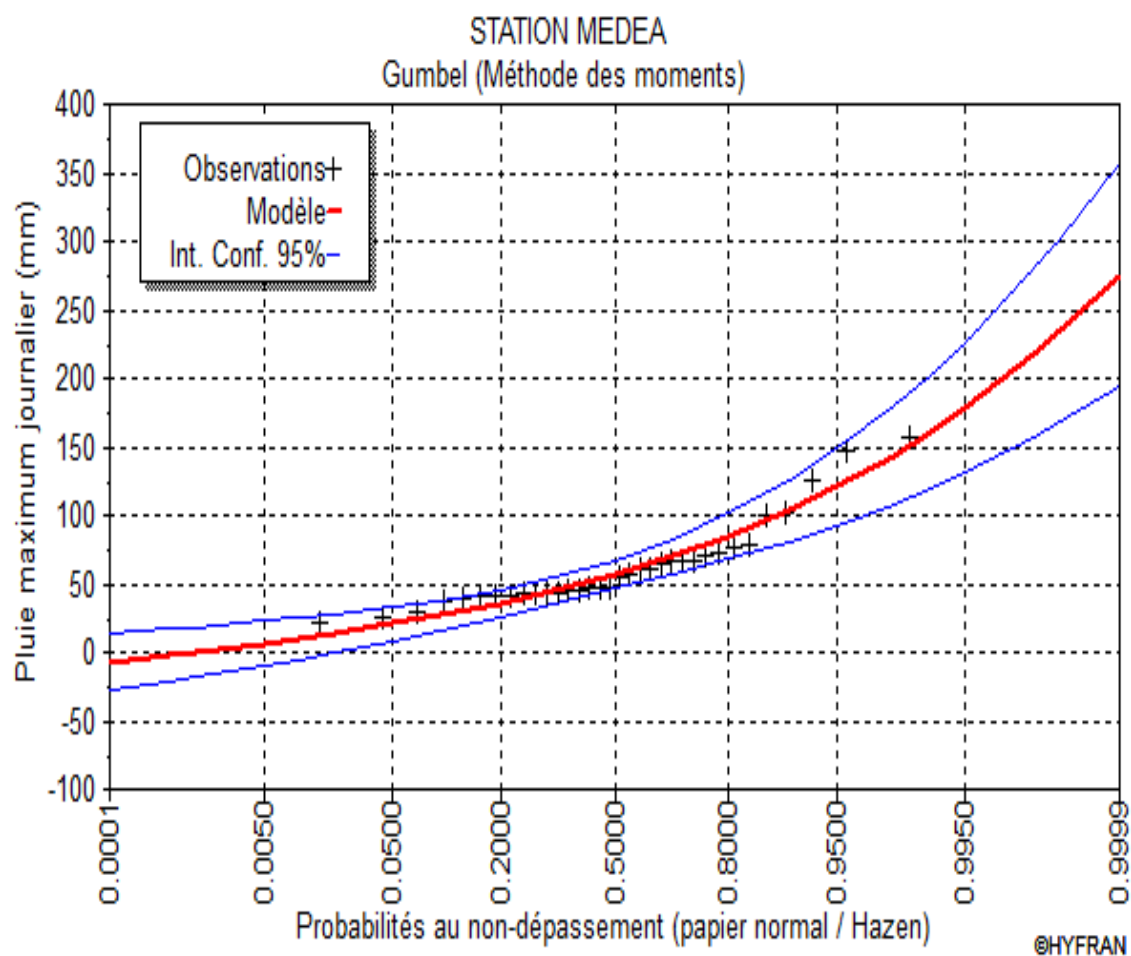


Figure II-1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

II.2-2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton [6]

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.16})$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.17})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

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

a) Procédé d'ajustement

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

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.18})$$

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 4.02mm \quad (\text{II.19})$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0.45mm$$

L'équation totale devient

$$\ln x = 4.02 + u * 0.45 \quad (\text{II.20})$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° II-2, et les Résultats de l'ajustement par la loi de Galton dans le tableau suivant :

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

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
50.0	0.9800	141	19.6	103	180
20.0	0.9500	117	14.1	89.8	145
10.0	0.9000	99.6	10.5	79.0	120

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm).

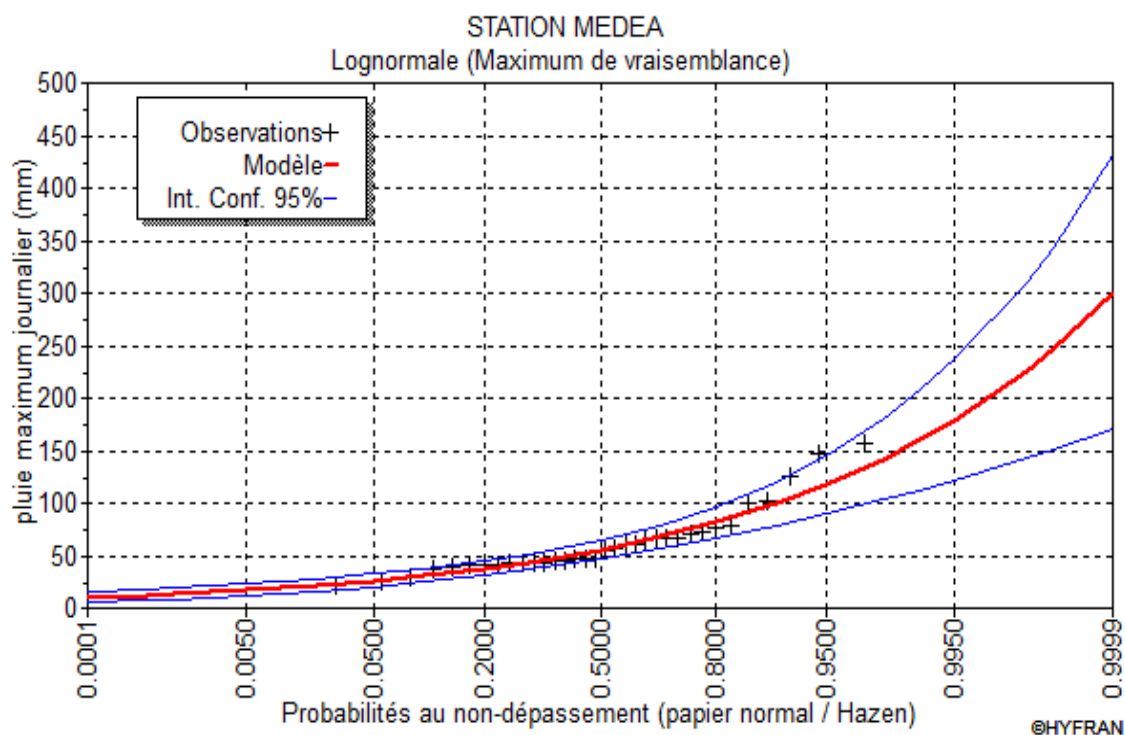


Figure II-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

II.2.3 Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation de 15 minutes et de période de retour de 10 ans nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t_{15\min}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.21})$$

$I_{t_{15\min}, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.41$),

Nous aurons donc :

$$I_{15\min, 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.22})$$

D'après le résultat qui nous avons trouvé par la loi choisi (GUMBEL) on a :

$$I_{15\min, 10\%} = \frac{103}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,41-1} = 63.41 \text{ mm / h}$$

$$I_{15\min, 10\%} = 63.41 \text{ mm / h}$$

$$I_{15\min, 10\%} = 63.41 * 10000 / 3600 = 176.14 \text{ l/s.ha}$$

Conclusion

A la fin de cette étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations, et on observe aussi que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on a choisi la valeur obtenue par la loi de GUMBEL soit une intensité pluviale de **176, 14 l/s/ha**.

Introduction

Afin de passer à l'étape d'évaluation des débits pluviaux et usées de notre agglomération, il faut déterminer certains paramètres qui nous aident à faire l'évaluation de ces débits.

Dans cette partie on fait le découpage de l'aire d'étude, l'estimation du nombre d'habitants, les coefficients de ruissèlement pour chaque surface élémentaire, ainsi le choix du système d'assainissement et le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

III.1 Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires

En général, le découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires homogène a pour but de faciliter l'évaluation des eaux pluviales et usées et par conséquent le dimensionnement du réseau d'assainissement, ce dernier doit être fait selon :

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

Pour notre projet, le découpage se fait suivant la nature du sol, ligne de crête, la densité des habitants.

III.2 Systèmes d'évacuation [3]

L'évacuation des eaux pluviales, usées domestique ou industriel, se faite au moyen des différents systèmes (figure III-1), qui sont généralement:

➤ *Système unitaire*

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales assurée par un seul collecteur
Le branchement dans ce système sera facile car il n'y a qu'un seul branchement par immeuble, et donc évite les problèmes des faux branchements, par contre nécessite des ouvrages hydrauliques relativement importants à cause des grands débits.

➤ *Système séparatif*

L'évacuation des eaux usées faite dans un collecteur et les eaux pluviales dans un autre,
La régularité des débits et le fonctionnement de la station d'épuration présentent l'avantage majeur de ce système, mais reste toujours les problèmes des faux branchement et l'encombrement du sol le problème majeur de ce système.

➤ **Système pseudo séparatif**

Le système pseudo-séparatif n'est actuellement plus préconisé dans la conception d'un nouveau équipement, c'est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties, l'une provenant uniquement des surfaces des voiries et qui s'écoule par des ouvrages particuliers et l'autre provenant des toitures et des cours intérieures sont raccordées au réseau d'assainissement.

III.3 Choix du système d'évacuation [1]

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

- La topographie du terrain naturel
- L'aspect économique.
- Les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.

Pour notre agglomération, on a choisi le système unitaire.

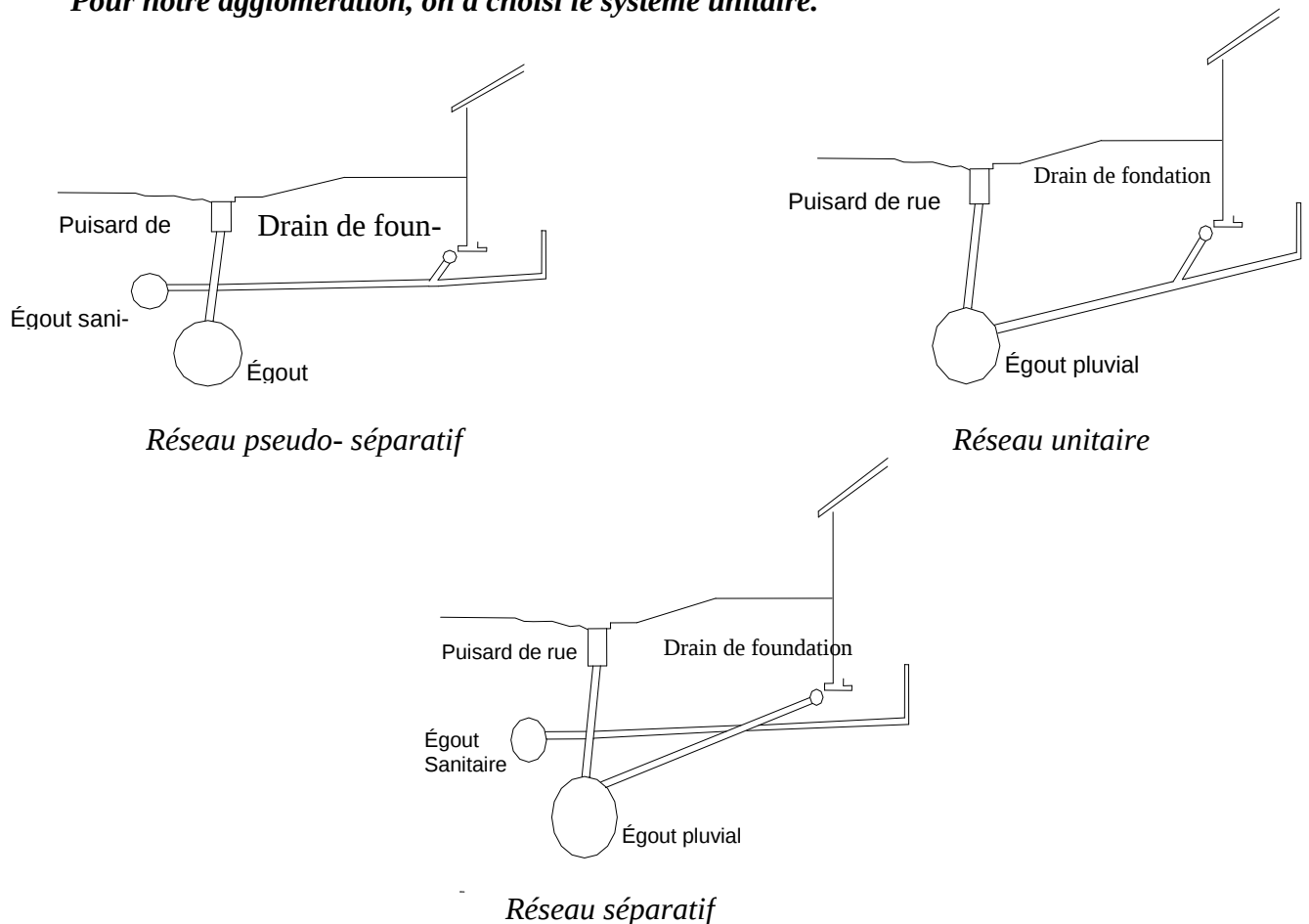


Figure III-01 : divers systèmes d'évacuation.

III.4 Schémas d'évacuation [3]

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

III.4-1 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.

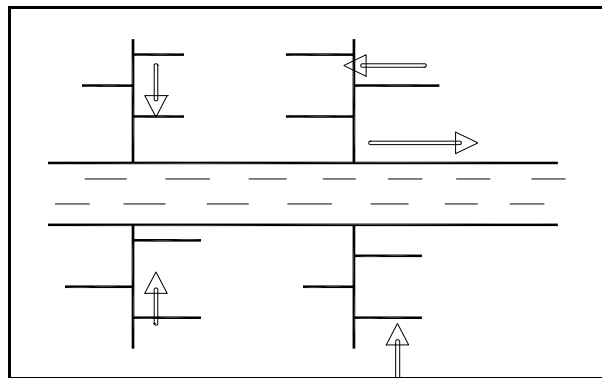


Figure III.2 : Schéma perpendiculaire.

III.4-2 Schéma par déplacement latéral

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

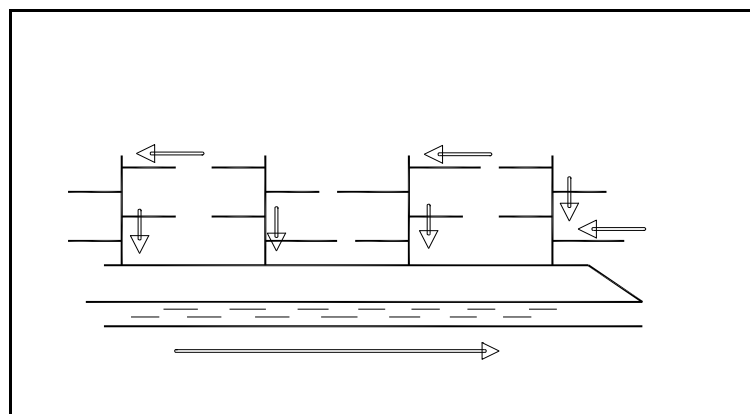


Figure III.3 : Schéma par déplacement latéral.

III.4-3 Schéma à collecteur transversal ou oblique

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté dans le cas où une épuration est nécessaire.

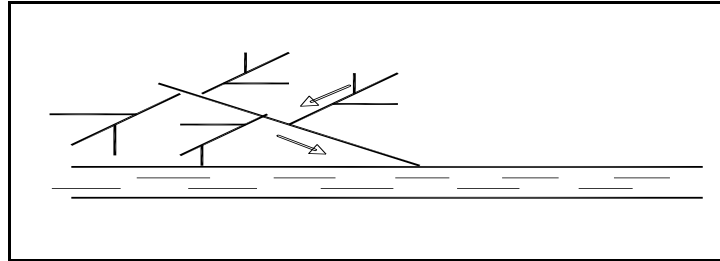


Figure III.4 : Schéma à Collecteur Transversal (Oblique).

III.4-4 Schéma à collecteur étagé

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

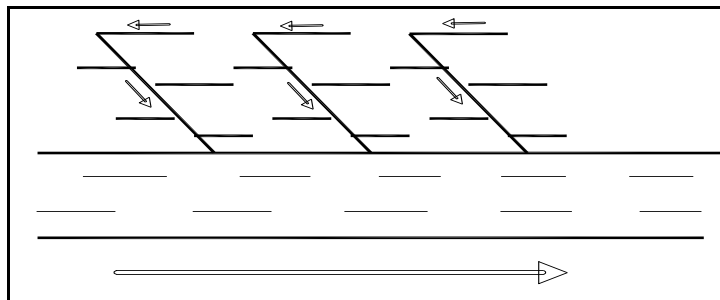


Figure III.5 : Schéma à Collecteur Etagé.

III.4.5 Schéma type radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné

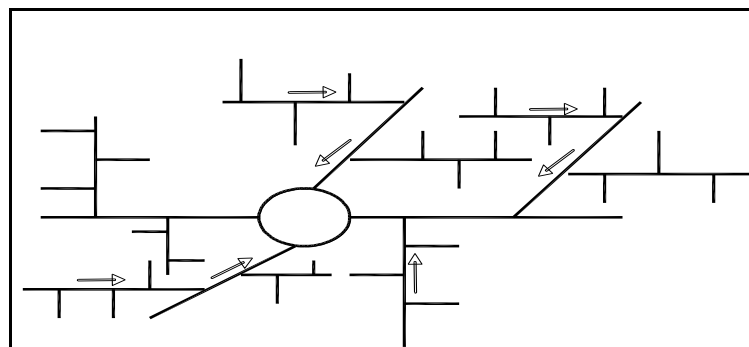


Figure III.6 : schéma type radial.

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation [3]

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

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

Vue la structure de notre agglomération et la disposition des points de rejets, on a choisi le schéma à collecteur transversal (oblique)

III.6 Choix du coefficient de ruissellement [5]

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \quad (III.1)$$

Lors le découpage de l'aire d'étude il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation de ce coefficient.

Suivant les types des sols et leur pente, ou l'occupation des sols, on pourra se référer aux tableaux suivants :

Tableau III-1 : coefficient de ruissellement suivant le type de surfaces.

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
chaussées revêtues, pistes ciment	0,70 - 0,95
Toitures et terrasses	0,75 - 0,95
Sols imperméables avec végétation	0,18 - 0,35
Sols perméables avec végétation	0,10 - 0,20

Tableau III-2 : coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	0,70 - 0,95
Résidentiel	0,25 - 0,75
Industriel	0,50 - 0,80
Parcs et jardins publics	0,05 - 0,25
Terrains de sport	0,10 - 0,30
Terrains vagues	0,05 - 0,15
Terres agricoles	0,03 - 0,13

Tableau III.3: Coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassins.

N° SB	Aire (ha)	C _{rp}
01	7,2	0,8
02	5,7	0,7
03	13,5	0,75
04	10,3	0,6
05	5,7	0,1
06	11,2	0,65
07	6,7	0,7
08	12,3	0,65
09	11,2	0,8
10	4,6	0,75

III.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire

L'évaluation des habitants faite sur la base de la direction des logements et des équipements public (DLEP) par l'attribution de six personnes par logement, et comme on a le nombre des logements et leur emplacement sur le pôle urbain, donc il est facile à déterminer le nombre d'habitants par chaque surface élémentaire par la relation suivante :

$$N_{\text{hab}} = 6 \times N_{\text{log}}$$

N_{hab} : nombre d'habitants dans la surface élémentaire.

N_{log} : nombre de logement dans la surface élémentaire.

Tableau III.4: nombre d'habitants par chaque surface élémentaire.

N° SB	Nombre des logements	Nombre d'habitants
01	360	2160
02	210	1260
	160	960
03	-	-
04	-	-
05	-	-
06	-	-
07	172	1032
08	-	-
09	120	720
	1000	6000
10	400	2400

Conclusion

A la fin de ce chapitre, on a fait le choix de système unitaire avec un schéma à collecteur transversal (oblique), et après le découpage de la zone d'étude on a fait l'estimation de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitant par chaque surface élémentaire.

Introduction

L'évaluation des eaux usées et pluviales basée sur l'estimation de la quantité et la qualité des rejets, et donc présente l'une des étapes très importante dans le dimensionnement de réseau d'assainissement, d'une part pour éviter les problèmes techniques, économiques et environnemental et assurer l'évacuation rationnelle de ces eaux d'autre part.

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter, ces deux informations nous aident à choisir la matière et la section du collecteur à projeter.

IV.1-1 Nature des eaux usées

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

On distingue :

- ✓ Les eaux usées d'origine domestique
- ✓ Les eaux usées d'origine industrielle

A/Les usées domestiques

Les eaux usées d'origine domestiques sont les eaux de consommation après l'utilisation de ces eaux qui sont en provenance des :

- Eaux de ménage
- Eaux des vannes
- Eaux des cours

B/Les eaux usées des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

C/Les eaux industrielles

Tous les rejets correspondants à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités sont classés dans les eaux industrielles, ils sont caractérisés par des substances acides ou alcalines corrosives ou entartrantes à température élevé, souvent odorants et colorées. Ces eaux nécessitent un prétraitement en usine car il faut éviter d'accueillir dans le réseau public.

Dans notre agglomération, il existe que les eaux usées domestiques.

IV.1-2 Estimation des débits d'eau usée

Les quantités des eaux usées sont plus importantes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

IV.1-2.1 Eaux usées domestiques

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Pour notre agglomération on prend la dotation moyenne journalière est de 180 l/j/hab d'après la DRE de Médéa.

a. Evaluation du débit moyen journalier [1]

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

$$Q_{\text{moy j}} = K_r \cdot D \cdot N / 86400 \quad (\text{l/s}) \quad (\text{IV-1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 0.8

D : Dotation journalière prise égale à 180 l/j/hab ;

N : Nombre des habitants (hab).

b. Evaluation du débit de pointe [1]

On estimera les valeurs de débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$ applicables aux différents points stratégiques du réseau et auxquels on affectera le facteur de pointe correspondant calculé par cette formule :

$$\begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy}, j}}} & \text{Si } Q_{\text{moy}} \geq 2.8 \text{ l/s} \\ K_p = 3 & \text{Si } Q_{\text{moy}} < 2.8 \text{ l/s} \end{cases}$$

K_p : coefficient de pointe

Q_{moy} : débit moyenne journalière

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy j}} \quad (\text{IV-2})$$

IV.1-2.2 Eaux usées des services publics

Les débits des équipements existant dans notre site sont mentionnés dans le tableau IV-1.

Tableau IV-1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.

S.B	N° équipement	type d'équipement	unité de mesure	U	dot(l/j/unt)	Qi (l/s)	Qpt (l/s)
1	E1	lycée	élève	1000	15	0,139	0,42
	E2	CEM	élève	800	15	0,111	0,33
	E3	groupement scolaire	élève	280	15	0,039	0,12
	E4	crèche	enfant	100	10	0,009	0,03
	E5	polyclinique	malade	130	30	0,036	0,11
2	E6	locaux de commerce	personne	200	15	0,028	0,08
	E7	station de service	m ²	3100	5	0,144	0,14
	E8	station urbaine	m ²	4800	5	0,222	0,22
3	E9	Dir.DUC	fonctionnaire	130	15	0,018	0,05
	E10	Dir.foret	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04
	E11	Dir.mins	fonctionnaire	120	15	0,017	0,05
	E12	Dir.envirennement	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04
	E13	Dir.formation profess	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04
	E14	Dir.commerce	fonctionnaire	120	15	0,017	0,05
	E16	Dir.travaux public	fonctionnaire	140	15	0,019	0,06
	E17	algérie télécom	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04
	E18	Dir.inspection travail	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04
	E19	radiode Mdéa	fonctionnaire	90	15	0,013	0,04
	E20	tribunal	fonctionnaire	120	15	0,017	0,05
	E23	mosqué	fidèle	1000	20	0,185	0,56
	E24	annex pasteur	fonctionnaire	40	30	0,011	0,03
	E25	C N L	fonctionnaire	90	15	0,013	0,04
	E26	Dir.tourisme	fonctionnaire	70	15	0,010	0,03
	E27	antenne communal	fonctionnaire	20	15	0,003	0,01
	E28	D.O.U	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04

Tableau IV-1: Evaluation des débits d'eaux usées des équipements. (Suite)

S.B	N° équipement	type d'équipement	unité de mesure	U	dot(l/j/unt)	Qi (l/s)	Qpt (l/s)
4	E29	pôle universitaire	personne	8600	30	2,389	7,17
	E30	sûreté urbaine	fonctionnaire	30	15	0,004	0,01
5	E15	jardin public	m2	38600	2	0,715	0,71
6	E21	cité univ I	��tudiant	2000	80	1,481	4,44
	E22	cité univ II	��tudiant	1500	80	1,111	3,33
8	E31	bibliothèque	personne	40	10	0,004	0,01
	E32	maison des associations	fonctionnaire	100	15	0,014	0,04
	E33	centre culturelle islamique	fonctionnaire	90	15	0,013	0,04
	E34	théâtre	place	2400	10	0,222	0,67
	E35	complexe historique	fonctionnaire	120	15	0,017	0,05
	E36	maison de l'environnement	fonctionnaire	50	15	0,007	0,02
9	E37	C E M	��l��ve	1000	15	0,139	0,42
	E38	g.scolaire 01	élève	400	15	0,056	0,17
	E39	salle de soin	malade	50	30	0,014	0,04
	E40	g. scolaire 02	élève	250	15	0,035	0,10

Source d'information : D.H.W

Tableau IV-2: Evaluation des débits d'eaux usées domestique.

S.B	Nbr logement	Nbr habitants	Dot (l/j/hab)	Q _{moy} l/s	Kp	Q _{pt} l/s
1	360	2160	180	3,6	2,82	10,152
2	210	1260	180	2,1	3	6,3
	160	960	180	1,6	3	4,8
3	-	-	180	-	-	-
4	-	-	180	-	-	-
5	-	-	180	-	-	-
6	-	-	180	-	-	-
7	172	1032	180	1,72	3	5,16
8	-	-	180	-	-	-
9	120	720	180	1,2	3	3,6
	1000	6000	180	10	2,29	22,9
10	400	2400	180	4	2,75	11

IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en surfaces élémentaires, ensuite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement en fonction des paramètres cités (voir chapitre III).

On a deux méthodes largement utilisées pour l'évaluation du débit d'eau pluvial

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle

IV.2-1 la méthode superficielle (méthode de Caquot) [3]

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle, car elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement. Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C^{\frac{1}{u}} . S^{\frac{w}{u}} \dots \dots \dots (IV-6).$$

Où :

$Q(F)$: débit pluvial de fréquence f , en (m^3/s) ;

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

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

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \dots \dots \dots (IV-7).$$

$$v = 0.41.b(f) \dots \dots \dots (IV-8)$$

$$u = 1 + 0.287.b(f) \dots \dots \dots (IV-9)$$

$$w = 0.95 + 0.507.b(f) \dots \dots \dots (IV-10)$$

$a(f)$ et $b(f)$ sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) . t^{b(f)} \dots \dots \dots (IV-11)$$

Où :

$I(t, f)$: intensité de pluie de durée t et de fréquence f . avec $t=15$ min ; $f=90\%$.

IV.2-1.1 hypothèse et base de calcul du modèle

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

IV. 2-1.2 Validité de la méthode superficielle [1]

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

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

IV.2-2 La méthode rationnelle [3]

Cette méthode n'est pas susceptible d'être utilisée pour des zones étendues en raison de la longueur des calculs auxquels elle conduit. Par contre, elle peut être intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée.

Si l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épicycle et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient α de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicycle.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = \alpha \cdot C \cdot i \cdot S \dots \dots \dots (IV-4).$$

Avec:

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

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

C : coefficient de ruissellement.

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

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

IV.2-2.1 hypothèses de la méthode :

- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.
- L'intervalle de récurrence du débit de point est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme
- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.

IV.2-2.2 Validité de la méthode rationnelle [3]

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

D'après la validité et les hypothèses des deux méthodes, on a opté par la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit d'eau pluvial.

Applications de la méthode rationnelle sur le pôle urbain de la ville de Médéa**IV-3-1 Temps de concentration [3]**

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

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots \dots \dots (IV-5).$$

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

$$t_1 = \frac{L}{60v} \dots (\text{min})$$

L : parcours amont en égout (m)

V : vitesse d'écoulement qui en (m /s)

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

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

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

Avec :

I : La pente du terrain (%)

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

Trois cas peuvent être envisagés :

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

IV-3.2 coefficient de correction α

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un Coefficient minorateur déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

Les débits de chaque S.E sont mentionnés dans le tableau IV-3

Tableau IV-3 : Calcul des débits pluviaux par surface élémentaire.

S.B	S (ha)	Cr	I (l/s/ha)	Q_{pluv} (m ³ /s)
1	7,2	0,8	176,15	1,015
2	5,7	0,7	176,15	0,703
3	13,5	0,75	176,15	1,784
4	10,3	0,6	176,15	1,089
5	5,7	0,1	176,15	0,100
6	11,2	0,65	176,15	1,282
7	6,7	0,7	176,15	0,826
8	12,3	0,65	176,15	1,408
9	11,2	0,8	176,15	1,578
10	4,6	0,75	176,15	0,608

Tableau IV-4 : récapitule des débits pour chaque surface élémentaire.

S.B	S (ha)	Q_{pluv} (m ³ /s)	$Q_{\text{usée}}$ (m ³ /s)	Q_{tot} (m ³ /s)
1	7,2	1,015	0.011	1.026
2	5,7	0,703	0.012	0.714
3	13,5	1,784	0.001	1.785
4	10,3	1,089	0.007	1.096
5	5,7	0,100	0.002	0.103
6	11,2	1,282	0.008	1.290
7	6,7	0,826	0.005	0.831
8	12,3	1,408	0.001	1.409
9	11,2	1,578	0.027	1.606
10	4,6	0,608	0.011	0.619

Conclusion

A la fin de ce chapitre, et après la détermination des débits pluviaux et usées domestique de chaque surface élémentaire on peut passer à l'étape suivante qui consiste le dimensionnement des collecteurs pour l'évacuation des rejets de notre site.

Introduction

Connaissant la structure de l'agglomération et leur débit qui doit évacuer, on passe au dimensionnement des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement, tout en respectant les conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures ou d'autres agents climatiques, avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

V.1 Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations des pentes permettant l'auto curage.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. Dans la mesure où le drainage des caves entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement [4]

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

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

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

V.3 Mode de calcul [4]

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

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

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

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

$$Q = V.S \quad (V-01)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions, si on choisit la formule de *Manning-Strickler*, la vitesse est déterminée par l'expression :

$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \quad (V-02)$$

Où :

I (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (V-03)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036.Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (V-04)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4} \quad (V-05)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe N°1 (voir abaque) nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h .

Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \quad (V-06)$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \quad (V-07)$$

$$\text{Telque : } R_q = Q_t / Q_{ps}$$

$$R_{q,min} = Q_{eu} / Q_{ps}$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

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

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

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{min} = R_{v,min} \cdot V_{ps}$$

$$R_{h,min} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{min} = R_{h,min} \cdot D_{nor}$$

Avec :

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

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

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

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

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

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V.1 : Dimensionnement des collecteurs secondaires.

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
3	Collecteur B								
	B1-B2	955,14	953,87	953,94	952,47	39,04	0,038	0,321	400
	B2-B3	953,87	952,57	952,47	950,37	40,47	0,052	0,535	500
	B3-B4	952,57	950,22	950,37	948,32	35,69	0,057	0,749	500
	B4-B5	950,22	947,89	948,32	946,49	30,33	0,060	0,928	600
	B5-B6	947,89	944,36	944,39	941,96	35,11	0,069	1,106	600
	B6-B7	944,36	941,14	941,96	939,74	35,79	0,062	1,249	600
	B7-B8	941,14	937,70	937,64	934,70	34,92	0,084	1,392	600
	B8-B9	937,70	934,94	934,70	932,84	36,39	0,051	1,535	800
	B9-B10	934,94	932,92	932,84	931,32	30,79	0,049	1,660	800
	B10-B11	932,92	931,75	929,42	928,25	18,87	0,062	1,785	800
	B11-B12	931,75	929,49	928,25	926,59	30,62	0,054	1,785	800
	B12-B13	929,49	926,98	926,59	925,38	25,70	0,047	1,785	800
	B13-A17	926,98	925,30	925,38	923,70	49,70	0,034	1,785	800
1	Collecteur C								
	C1-C2	934,14	933,43	932,94	932,23	39,96	0,018	0,071	300
	C2-C3	933,43	932,11	932,23	930,91	39,45	0,033	0,142	300
	C3-C4	932,11	931,10	930,91	929,90	32,75	0,031	0,213	400
	C4-C5	931,10	930,13	929,90	928,93	40,09	0,024	0,285	400
	C5-C6	930,13	929,67	928,93	928,47	34,09	0,013	0,356	500
	C6-C7	929,67	929,15	928,47	927,95	32,24	0,016	0,427	500
	C7-C8	929,15	928,65	927,95	927,45	40,47	0,012	0,518	600
	C8-C9	928,65	929,08	927,45	926,78	40,80	0,016	0,620	600
	C9-C10	929,08	929,18	926,78	925,98	30,56	0,026	0,722	600
	C10-C11	929,18	925,51	925,98	922,71	40,70	0,080	1,026	500
	C11-A26	925,51	920,87	922,71	918,37	49,82	0,087	1,026	500

Tableau V.1 : Dimensionnement des collecteurs secondaires (suite).

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
6	Collecteur M								
	M1-M2	991,90	991,00	990,40	989,50	31,83	0,028	0,104	300
	M2-M3	991,00	990,04	989,50	988,54	32,84	0,029	0,207	400
	M3-M4	990,04	985,05	986,54	983,75	31,39	0,089	0,311	400
	M4-M5	985,05	979,62	981,35	978,32	30,90	0,098	0,414	400
	M5-M6	979,62	974,31	976,12	973,01	33,59	0,093	0,518	400
	M6-M7	974,31	970,88	971,11	968,88	38,27	0,058	0,622	500
	M7-M8	970,88	969,37	968,88	967,37	26,70	0,057	0,726	500
	M8-M9	969,37	967,42	967,37	965,92	24,55	0,059	0,829	500
	M9-M10	967,42	962,60	963,92	961,10	30,92	0,091	0,933	500
	M10-M11	962,60	957,24	958,60	955,64	30,83	0,096	1,036	500
	M11-M12	957,24	956,67	955,64	955,07	35,67	0,016	1,063	800
	M12-M13	956,67	955,45	955,07	953,85	38,45	0,032	1,089	800
	M13-M14	955,45	955,42	953,85	953,62	41,81	0,006	1,115	1000
	M14-M15	955,42	955,00	953,62	953,40	39,90	0,006	1,142	1000
	M15-M16	955,00	955,15	953,40	953,25	37,14	0,004	1,168	1000
	M16-M17	955,15	955,74	953,25	953,14	37,94	0,003	1,194	1000
	M17-M18	955,74	955,44	953,14	952,94	43,71	0,005	1,220	1000
	M18-M19	955,44	956,25	952,94	952,75	55,95	0,003	1,246	1000
	M19-M20	956,25	956,80	952,75	952,50	49,40	0,005	1,298	1000
	M20-E10	956,80	955,49	952,50	952,39	32,10	0,003	1,298	1000
7	Collecteur N								
	N1-N2	929,37	929,22	928,17	927,72	38,29	0,012	0,058	300
	N2-N3	929,22	929,47	927,72	927,47	37,40	0,007	0,116	400
	N3-N4	929,47	929,09	927,47	927,29	37,49	0,005	0,175	500
	N4-N5	929,09	930,48	927,29	927,08	41,27	0,005	0,233	500
	N5-N6	930,48	930,99	927,08	926,79	41,31	0,007	0,291	500
	N6-N7	930,99	930,43	926,79	926,43	43,94	0,008	0,349	600
	N7-N8	930,43	930,17	926,43	926,17	47,32	0,005	0,416	600
	N8-N9	930,17	930,55	926,17	926,05	47,23	0,003	0,474	800
	N9-N10	930,55	930,46	926,05	925,86	48,17	0,004	0,532	800
	N10-N11	930,46	927,04	925,86	925,04	32,37	0,025	0,590	600
	N11-N12	927,04	924,81	925,04	923,21	34,09	0,054	0,648	500
	N12-N13	924,81	923,18	923,21	921,58	35,10	0,046	0,707	500
	N13-N14	923,18	923,35	921,58	921,15	23,29	0,018	0,765	600
	N14-E22	923,35	922,01	921,15	920,31	43,48	0,019	0,831	600

Tableau V.1 : Dimensionnement des collecteurs secondaires (suite).

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
9	Collecteur K								
	K1-K2	924,96	922,94	922,96	921,14	30,63	0,059	0,078	300
	K2-K3	922,94	921,27	921,14	919,47	29,93	0,056	0,138	300
	K3-K4	921,27	917,81	919,47	916,61	30,75	0,093	0,206	300
	K4-K5	917,81	914,15	914,31	912,35	30,51	0,064	0,304	400
	K5-K6	914,15	912,29	912,35	910,79	30,39	0,051	0,392	400
	K6-K7	912,29	911,56	910,79	910,06	30,27	0,024	0,489	500
	K7-K8	911,56	911,01	910,06	909,51	31,67	0,017	0,586	600
	K8-K9	911,01	910,46	909,51	908,96	31,65	0,017	0,731	600
	K9-K10	910,46	909,31	908,96	907,81	30,92	0,037	0,828	600
	K10-PR2	909,31	906,10	905,81	904,50	18,22	0,072	0,973	500

.

Tableau V.2 : Dimensionnement des collecteurs principaux.

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
5	Collecteur A								
	A1-A2	972,57	971,72	971,37	969,72	44,85	0,037	0,041	300
	A2-A3	971,72	970,32	969,72	967,72	40,64	0,049	0,051	300
	A3-A4	970,32	967,16	967,72	965,36	39,89	0,059	0,061	300
	A4-A5	967,16	964,15	965,36	963,15	38,17	0,058	0,071	300
	A5-A6	964,15	963,68	963,15	962,68	35,31	0,013	0,082	300
	A6-A7	963,68	959,19	960,18	958,19	30,85	0,065	0,092	300
3	A7-A8	959,19	958,70	958,19	956,80	36,90	0,038	0,102	300
	A8-A9	958,70	955,30	956,80	954,30	42,60	0,059	0,102	300
	A9-A10	955,30	951,90	951,80	949,10	35,40	0,076	0,102	300
	A10-A11	951,90	948,10	949,10	947,10	34,30	0,058	0,102	300
	A11-A12	948,10	943,20	944,60	940,60	42,80	0,093	0,102	300
	A12-A13	943,20	939,50	940,60	938,50	35,70	0,059	0,102	300
	A13-A14	939,50	934,60	936,00	933,60	39,50	0,061	0,102	300
	A14-A15	934,60	930,30	931,10	927,90	37,30	0,086	0,102	300
	A15-A16	930,30	927,10	927,90	925,50	40,20	0,060	0,102	300
	A16-A17	927,10	925,30	925,50	923,70	33,70	0,053	0,102	300
	A17-A18	925,30	923,82	923,70	921,82	38,10	0,049	1,887	800
2	A18-A19	923,82	923,12	921,82	921,12	38,40	0,018	1,822	1000
	A19-A20	923,12	922,91	921,12	920,81	35,70	0,009	1,861	1000
	A20-A21	922,91	922,75	920,81	920,45	37,40	0,010	1,896	1000
	A21-A22	922,75	922,04	920,45	920,04	36,20	0,011	1,934	1000
	A22-A23	922,04	921,81	920,04	919,71	35,90	0,009	1,969	1000
	A23-A24	921,81	921,56	919,71	919,36	37,40	0,009	2,004	1000
	A24-A25	921,56	921,19	919,36	918,79	27,90	0,020	2,039	1000
	A25-A26	921,19	920,87	918,79	918,37	33,70	0,012	2,074	1000
	A26-A27	920,87	920,11	918,37	917,71	34,10	0,019	2,120	1000
	A27-A28	920,11	920,43	917,71	917,53	46,10	0,004	3,170	1500
	A28-A29	920,43	920,78	917,53	917,38	45,60	0,003	3,219	1500
	A29-A30	920,78	920,56	917,38	917,16	44,90	0,005	3,268	1500
	A30-A31	920,56	919,87	917,16	916,87	45,10	0,006	3,322	1500
	A31-A32	919,87	919,31	916,87	916,31	46,20	0,012	3,371	1200
	A32-A33	919,31	919,10	916,31	916,10	36,40	0,006	3,420	1500
	A33-PR1	919,10	918,90	916,10	915,90	25,30	0,008	3,469	1500

Tableau V.2 : Dimensionnement des collecteurs principaux (suite).

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
4	Collecteur D								
	D1-D2	961,15	960,64	959,95	958,04	40,60	0,047	0,088	300
	D2-D3	960,64	958,22	958,04	955,62	43,99	0,055	0,153	300
	D3-D4	958,22	955,05	955,62	953,45	37,30	0,058	0,219	300
	D4-D5	955,05	952,83	953,45	951,63	32,49	0,056	0,328	400
	D5-D6	952,83	948,23	949,33	946,73	31,16	0,083	0,416	400
	D6-D7	948,23	943,01	944,23	941,51	32,02	0,085	0,503	400
	D7-D8	943,01	938,28	939,01	936,78	27,91	0,080	0,580	500
	D8-D9	938,28	933,13	934,28	931,63	32,24	0,082	0,667	500
	D9-D10	933,13	928,45	929,13	926,95	26,10	0,084	0,755	500
	D10-D11	928,45	924,28	924,95	922,78	29,01	0,075	0,832	500
	D11-D12	924,28	922,25	920,78	919,75	31,36	0,033	0,919	600
	D12-D13	922,25	919,90	919,75	917,90	37,64	0,049	1,007	600
	D13-D14	919,90	919,65	917,90	917,65	46,22	0,005	1,094	1000
	D14-D15	919,65	919,85	917,65	917,35	47,34	0,006	1,094	1000
	D15-D16	919,85	919,84	917,35	917,04	47,11	0,007	1,095	1000
	D16-D17	919,84	919,67	917,04	916,87	44,16	0,004	1,095	1000
	D17-D18	919,67	919,43	916,87	916,63	43,32	0,006	1,095	1000
	D18-D19	919,43	919,11	916,63	916,51	30,21	0,004	1,096	1000
	D19-PR1	919,11	918,90	916,51	915,90	33,80	0,018	1,096	800

Tableau V.2 : Dimensionnement des collecteurs principaux (suite).

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
8	Collecteur E								
	E1-E2	979,82	979,54	978,62	977,74	30,82	0,029	0,034	300
	E2-E3	979,54	978,75	977,74	976,95	31,94	0,025	0,076	300
	E3-E4	978,75	977,31	976,95	976,11	28,60	0,029	0,126	300
	E4-E5	977,31	972,67	973,81	971,47	31,36	0,075	0,177	300
	E5-E6	972,67	967,50	969,17	964,80	34,48	0,127	0,227	300
	E6-E7	967,50	963,98	964,80	962,78	35,88	0,056	0,294	400
	E7-E8	963,98	961,17	960,48	958,47	36,63	0,055	0,362	400
	E8-E9	961,17	957,71	958,47	956,31	35,21	0,061	0,437	400
	E9-E10	957,71	955,49	956,31	954,09	37,81	0,059	0,513	500
	E10-E11	955,49	951,18	951,99	949,68	35,51	0,065	1,887	800
	E11-E12	951,18	943,24	945,18	941,74	34,70	0,099	1,971	800
	E12-E13	943,24	937,46	939,24	935,96	33,04	0,099	2,055	800
	E13-E14	937,46	932,29	933,46	930,79	26,92	0,099	2,139	800
9	E14-E15	932,29	931,40	930,79	929,60	36,02	0,033	2,190	800
	E15-E16	931,40	929,48	929,60	927,88	35,35	0,049	2,240	800
	E16-E17	929,48	927,68	927,88	926,08	35,78	0,050	2,291	800
	E17-E18	927,68	926,28	926,08	924,68	35,41	0,040	2,342	800
	E18-E19	926,28	925,46	924,68	923,46	35,36	0,035	2,393	800
	E19-E20	925,46	924,05	923,46	922,15	35,29	0,037	2,444	800
	E20-E21	924,05	923,42	922,15	921,12	25,66	0,040	2,507	800
	E21-E22	923,42	922,01	921,12	920,51	15,30	0,040	2,571	800
	E22-E23	922,01	918,20	918,01	916,20	30,80	0,059	3,453	1000
	E23-E24	918,20	914,90	914,20	912,90	23,60	0,055	3,504	1000
	E24-E25	914,90	910,60	910,90	908,60	31,90	0,072	3,554	1000
	E25-PR2	910,60	906,10	906,60	904,10	39,80	0,063	3,604	1000

Tableau V.2 : Dimensionnement des collecteurs principaux (suite).

S . B	Tronçon	Cote TN (m)		Cote Projet (m)		L (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval				
10	Collecteur G								
	G1-G2	935,80	936,50	934,30	933,70	33,36	0,018	0,024	300
	G2-G3	936,50	934,40	933,70	932,90	37,41	0,021	0,049	300
	G3-G4	934,40	933,70	932,90	932,20	37,11	0,019	0,079	300
	G4-G5	933,70	933,10	932,20	931,30	35,49	0,025	0,110	300
	G5-G6	933,10	930,70	931,30	929,20	35,32	0,059	0,148	300
	G6-G7	930,70	929,90	929,20	928,40	33,23	0,024	0,185	400
	G7-G8	929,90	928,30	928,40	926,80	40,21	0,040	0,235	400
	G8-G9	928,30	926,50	926,80	925,00	40,18	0,045	0,285	400
	G9-G10	926,50	925,80	925,00	924,30	40,49	0,017	0,341	500
	G10-G11	925,80	925,10	924,30	923,60	37,68	0,019	0,403	500
	G11-G12	925,10	923,90	923,60	922,40	36,17	0,033	0,472	500
	G12-G13	923,90	923,10	922,40	921,60	33,15	0,024	0,540	500
	G13-G14	923,10	922,20	921,60	920,70	35,37	0,025	0,619	600
	G14-G15	922,20	921,70	920,70	920,20	26,87	0,019	0,680	600
	G15-G16	921,70	921,40	920,20	919,90	34,86	0,009	0,741	800
	G16-G17	921,40	920,20	919,90	918,70	36,26	0,033	0,801	600
	G17-G18	920,20	919,80	918,70	918,00	37,19	0,019	0,862	800
	G18-G19	919,80	920,19	918,00	917,19	47,90	0,017	0,862	800
	G19-G20	920,19	918,06	917,19	916,26	45,71	0,020	1,033	800
	G20-G21	918,06	916,53	916,26	914,73	37,60	0,041	1,033	600
	G21-G22	916,53	914,56	914,73	912,76	21,07	0,093	1,033	500
	G22-G23	914,56	912,35	912,76	910,55	33,90	0,065	1,203	600
	G23-G24	912,35	911,50	910,55	909,70	33,50	0,025	1,374	800
	G24-G25	911,50	910,96	909,70	909,16	35,72	0,015	1,544	800
	G25-G26	910,96	907,22	906,96	904,72	45,92	0,049	1,714	800
	G26-G27	907,22	906,03	904,72	903,53	28,84	0,041	1,784	800
	G27-G28	906,03	905,30	903,53	902,70	33,76	0,025	1,994	800
	G28-G29	905,30	904,80	902,70	901,80	28,04	0,032	2,204	800
	G29-G30	904,80	902,30	901,80	899,80	49,90	0,040	2,414	1000
	G30-G31	902,30	901,10	899,80	898,60	48,50	0,025	2,414	1000
	G31-PR3	901,10	900,30	898,60	897,80	40,90	0,020	2,414	1000

V.5 Caractéristiques hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau V.3 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs secondaires.

S . B	Tronçon	Débit (m3/s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
B	B1-B2	0,321	0,394	0,82	1,12	0,69	3,14	3,51	0,58	0,275	0,009
	B2-B3	0,535	0,838	0,64	1,06	0,58	4,27	4,53	0,78	0,288	0,011
	B3-B4	0,749	0,882	0,85	1,13	0,71	4,49	5,08	0,82	0,354	0,011
	B4-B5	0,928	1,470	0,63	1,06	0,57	5,20	5,50	0,95	0,343	0,014
	B5-B6	1,106	1,574	0,70	1,08	0,61	5,57	6,00	1,01	0,369	0,014
	B6-B7	1,249	1,490	0,84	1,13	0,70	5,27	5,94	0,97	0,420	0,013
	B7-B8	1,392	1,736	0,80	1,11	0,68	6,14	6,84	1,13	0,407	0,013
	B8-B9	1,535	2,913	0,53	1,02	0,51	5,80	5,89	1,06	0,411	0,018
	B9-B10	1,660	2,863	0,58	1,04	0,54	5,70	5,93	1,04	0,434	0,018
	B10-B11	1,785	3,209	0,56	1,03	0,53	6,39	6,59	1,18	0,424	0,018
	B11-B12	1,785	3,000	0,60	1,05	0,55	5,97	6,25	1,11	0,441	0,018
	B12-B13	1,785	2,796	0,64	1,06	0,58	5,57	5,90	1,04	0,461	0,018
	B13-A17	1,785	2,369	0,75	1,09	0,65	4,72	5,16	0,88	0,518	0,018
C	C1-C2	0,071	0,126	0,57	1,04	0,54	1,78	1,84	0,36	0,161	0,009
	C2-C3	0,142	0,172	0,83	1,12	0,69	2,44	2,74	0,48	0,208	0,008
	C3-C4	0,213	0,356	0,60	1,05	0,55	2,84	2,97	0,53	0,221	0,009
	C4-C5	0,285	0,316	0,90	1,14	0,74	2,51	2,86	0,51	0,295	0,013
	C5-C6	0,356	0,427	0,83	1,12	0,70	2,18	2,45	0,43	0,349	0,014
	C6-C7	0,427	0,467	0,91	1,14	0,75	2,38	2,71	0,47	0,373	0,014
	C7-C8	0,518	0,665	0,78	1,10	0,66	2,35	2,60	0,45	0,398	0,015
	C8-C9	0,620	0,767	0,81	1,12	0,68	2,71	3,03	0,91	0,409	0,051
	C9-C10	0,722	0,968	0,75	1,09	0,64	3,43	3,74	1,05	0,385	0,046
	C10-C11	1,026	1,043	0,98	1,14	0,79	5,31	6,06	1,59	0,397	0,037
	C11-A26	1,026	1,086	0,94	1,14	0,77	5,53	6,31	1,63	0,383	0,036

Tableau V.3 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs secondaires (suite).

S . B	Tronçon	Débit (m ³ /s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
M	M1-M2	0,104	0,158	0,65	1,06	0,58	2,24	2,39	0,51	0,175	0,013
	M2-M3	0,207	0,347	0,60	1,05	0,55	2,76	2,89	0,62	0,221	0,017
	M3-M4	0,311	0,605	0,51	1,01	0,51	4,82	4,86	1,05	0,203	0,016
	M4-M5	0,414	0,636	0,65	1,06	0,58	5,06	5,38	1,16	0,234	0,018
	M5-M6	0,518	0,618	0,84	1,13	0,70	4,92	5,54	1,19	0,280	0,020
	M6-M7	0,622	0,888	0,70	1,08	0,61	4,53	4,87	1,05	0,307	0,023
	M7-M8	0,726	0,875	0,83	1,12	0,70	4,46	5,01	1,09	0,348	0,026
	M8-M9	0,829	0,894	0,93	1,14	0,75	4,56	5,19	1,14	0,377	0,028
	M9-M10	0,933	1,111	0,84	1,13	0,70	5,66	6,38	1,38	0,351	0,026
	M10-M11	1,036	1,140	0,91	1,14	0,74	5,81	6,62	1,43	0,371	0,027
	M11-M12	1,063	1,629	0,65	1,06	0,58	3,24	3,45	0,75	0,467	0,036
	M12-M13	1,089	2,295	0,47	0,98	0,48	4,57	4,50	1,00	0,388	0,032
	M13-M14	1,115	1,733	0,64	1,06	0,58	2,21	2,34	0,51	0,579	0,047
	M14-M15	1,142	1,735	0,66	1,06	0,59	2,21	2,35	0,52	0,587	0,048
	M15-M16	1,168	1,917	0,61	1,05	0,56	2,44	2,57	0,56	0,559	0,046
	M16-M17	1,194	1,258	0,95	1,14	0,77	1,60	1,83	0,41	0,768	0,057
	M17-M18	1,220	1,580	0,77	1,10	0,66	2,01	2,22	0,48	0,659	0,050
	M18-M19	1,246	1,362	0,91	1,14	0,75	1,73	1,98	0,43	0,746	0,054
	M19-M20	1,298	1,662	0,78	1,10	0,66	2,12	2,34	0,50	0,665	0,049
	M20-E10	1,298	1,368	0,95	1,14	0,77	1,74	1,99	0,43	0,768	0,054

Tableau V.3 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs secondaires (suite).

S . B	Tronçon	Débit (m3/s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
N	N1-N2	0,058	0,102	0,57	1,04	0,54	1,45	1,50	0,32	0,161	0,013
	N2-N3	0,116	0,166	0,70	1,08	0,61	1,32	1,42	0,31	0,246	0,019
	N3-N4	0,175	0,255	0,68	1,07	0,60	1,30	1,39	0,30	0,302	0,023
	N4-N5	0,233	0,262	0,89	1,14	0,73	1,34	1,52	0,33	0,365	0,027
	N5-N6	0,291	0,308	0,94	1,14	0,76	1,57	1,79	0,39	0,382	0,028
	N6-N7	0,349	0,542	0,64	1,06	0,58	1,92	2,03	0,44	0,348	0,027
	N7-N8	0,416	0,444	0,94	1,14	0,76	1,57	1,79	0,39	0,456	0,033
	N8-N9	0,474	0,650	0,73	1,09	0,63	1,29	1,40	0,30	0,505	0,039
	N9-N10	0,532	0,809	0,66	1,06	0,59	1,61	1,72	0,37	0,470	0,037
	N10-N11	0,590	0,952	0,62	1,05	0,56	3,37	3,55	0,77	0,339	0,027
	N11-N12	0,648	0,853	0,76	1,10	0,65	4,34	4,76	1,03	0,326	0,025
	N12-N13	0,707	0,793	0,89	1,14	0,73	4,04	4,60	1,00	0,366	0,027
	N13-N14	0,765	0,813	0,94	1,14	0,76	2,88	3,28	0,72	0,457	0,033
	N14-E22	0,831	0,832	1,00	1,14	0,81	2,94	3,36	0,75	0,485	0,034
K	K1-K2	0,078	0,230	0,34	0,90	0,40	3,25	2,94	0,96	0,121	0,022
	K2-K3	0,138	0,223	0,62	1,05	0,56	3,15	3,32	1,21	0,169	0,030
	K3-K4	0,206	0,287	0,72	1,08	0,62	4,07	4,40	1,66	0,187	0,032
	K4-K5	0,304	0,514	0,59	1,05	0,55	4,10	4,28	1,49	0,219	0,038
	K5-K6	0,392	0,460	0,85	1,13	0,71	3,66	4,14	1,52	0,283	0,044
	K6-K7	0,489	0,571	0,86	1,13	0,71	2,91	3,29	1,19	0,355	0,054
	K7-K8	0,586	0,789	0,74	1,09	0,64	2,79	3,04	1,07	0,384	0,060
	K8-K9	0,731	0,789	0,93	1,14	0,75	2,79	3,18	1,13	0,452	0,064
	K9-K10	0,828	1,154	0,72	1,08	0,62	4,08	4,42	1,49	0,375	0,057
	K10-PR2	0,973	0,987	0,99	1,14	0,80	5,03	5,74	2,03	0,398	0,053

Tableau V.4 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs principaux.

S . B	Tronçon	Débit (m ³ /s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
A	A1-A2	0,041	0,181	0,23	0,81	0,32	2,56	2,07	0,61	0,096	0,015
	A2-A3	0,051	0,209	0,24	0,83	0,33	2,96	2,46	0,71	0,100	0,015
	A3-A4	0,061	0,229	0,27	0,85	0,35	3,24	2,77	0,80	0,105	0,016
	A4-A5	0,071	0,227	0,32	0,89	0,38	3,21	2,85	0,83	0,115	0,017
	A5-A6	0,082	0,109	0,75	1,09	0,65	1,54	1,68	0,53	0,194	0,027
	A6-A7	0,092	0,239	0,38	0,93	0,43	3,39	3,14	0,92	0,129	0,019
	A7-A8	0,102	0,183	0,56	1,03	0,53	2,59	2,67	0,80	0,159	0,023
	A8-A9	0,102	0,228	0,45	0,97	0,47	3,23	3,12	0,92	0,141	0,021
	A9-A10	0,102	0,260	0,39	0,93	0,44	3,68	3,44	1,01	0,131	0,019
	A10-A11	0,102	0,228	0,45	0,97	0,47	3,22	3,12	0,92	0,141	0,021
	A11-A12	0,102	0,288	0,35	0,91	0,41	4,08	3,72	1,08	0,123	0,018
	A12-A13	0,102	0,229	0,45	0,97	0,47	3,24	3,13	0,92	0,141	0,021
	A13-A14	0,102	0,232	0,44	0,96	0,46	3,29	3,16	0,93	0,139	0,021
	A14-A15	0,102	0,276	0,37	0,92	0,42	3,91	3,59	1,05	0,126	0,019
	A15-A16	0,102	0,230	0,44	0,96	0,47	3,26	3,14	0,93	0,140	0,021
	A16-A17	0,102	0,218	0,47	0,98	0,48	3,08	3,02	0,89	0,144	0,021
	A17-A18	1,887	2,863	0,66	1,07	0,59	5,70	6,07	1,11	0,471	0,021
	A18-A19	1,822	3,155	0,58	1,04	0,54	4,02	4,18	0,78	0,541	0,026
	A19-A20	1,861	2,177	0,85	1,13	0,71	2,77	3,14	0,62	0,711	0,042
	A20-A21	1,896	2,292	0,83	1,12	0,69	2,92	3,28	0,64	0,694	0,041
	A21-A22	1,934	2,487	0,78	1,10	0,66	3,17	3,50	0,72	0,663	0,045
	A22-A23	1,969	2,240	0,88	1,14	0,72	2,85	3,24	0,67	0,725	0,047
	A23-A24	2,004	2,260	0,89	1,14	0,73	2,88	3,27	0,67	0,729	0,048
	A24-A25	2,039	3,340	0,61	1,05	0,56	4,25	4,47	0,93	0,560	0,039
	A25-A26	2,074	2,608	0,80	1,11	0,67	3,32	3,69	0,76	0,674	0,044
	A26-A27	2,120	3,251	0,65	1,06	0,58	4,14	4,40	1,06	0,584	0,058
	A27-A28	3,170	4,304	0,74	1,09	0,64	2,44	2,65	0,58	0,955	0,075
	A28-A29	3,219	3,951	0,81	1,12	0,69	2,24	2,50	0,55	1,029	0,079
	A29-A30	3,268	4,822	0,68	1,07	0,60	2,73	2,92	0,64	0,899	0,071
	A30-A31	3,322	5,524	0,60	1,05	0,55	3,13	3,28	0,74	0,832	0,073
	A31-A32	3,371	4,183	0,81	1,11	0,68	3,70	4,13	0,94	0,817	0,068
	A32-A33	3,420	5,232	0,65	1,06	0,58	2,96	3,15	0,71	0,877	0,076
	A33-PR1	3,469	6,125	0,57	1,04	0,53	3,47	3,59	0,80	0,802	0,070

Tableau V.4 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs principaux (suite).

S . B	Tronçon	Débit (m ³ /s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
D	D1-D2	0,088	0,204	0,43	0,95	0,46	2,89	2,76	0,61	0,137	0,011
	D2-D3	0,153	0,221	0,69	1,07	0,61	3,13	3,36	0,71	0,183	0,013
	D3-D4	0,219	0,227	0,96	1,14	0,78	3,22	3,67	0,81	0,234	0,017
	D4-D5	0,328	0,480	0,68	1,07	0,60	3,82	4,10	0,86	0,241	0,017
	D5-D6	0,416	0,586	0,71	1,08	0,62	4,67	5,04	1,04	0,248	0,017
	D6-D7	0,503	0,592	0,85	1,13	0,71	4,71	5,32	1,08	0,283	0,018
	D7-D8	0,580	1,040	0,56	1,03	0,53	5,30	5,47	1,13	0,265	0,018
	D8-D9	0,667	1,055	0,63	1,06	0,57	5,38	5,69	1,16	0,286	0,019
	D9-D10	0,755	1,063	0,71	1,08	0,62	5,42	5,85	1,20	0,310	0,021
	D10-D11	0,832	1,006	0,83	1,12	0,69	5,13	5,76	1,17	0,347	0,022
	D11-D12	0,919	1,084	0,85	1,13	0,71	3,84	4,33	0,88	0,424	0,027
	D12-D13	1,007	1,327	0,76	1,10	0,65	4,69	5,15	1,05	0,390	0,025
	D13-D14	1,094	1,718	0,64	1,06	0,57	2,19	2,32	0,47	0,575	0,039
	D14-D15	1,094	1,860	0,59	1,04	0,55	2,37	2,47	0,51	0,547	0,038
	D15-D16	1,095	1,895	0,58	1,04	0,54	2,41	2,51	0,53	0,541	0,039
	D16-D17	1,095	1,450	0,76	1,09	0,65	1,85	2,02	0,43	0,649	0,046
	D17-D18	1,095	1,739	0,63	1,06	0,57	2,22	2,34	0,50	0,571	0,044
	D18-D19	1,096	1,473	0,74	1,09	0,64	1,88	2,05	0,44	0,641	0,049
	D19-PR1	1,096	1,731	0,63	1,06	0,57	3,45	3,65	0,80	0,458	0,037

Tableau V.4 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs principaux (suite).

S . B	Tronçon	Débit (m3/s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
E	E1-E2	0,034	0,159	0,21	0,79	0,31	2,25	1,79	0,41	0,093	0,007
	E2-E3	0,076	0,148	0,51	1,01	0,50	2,10	2,11	0,39	0,151	0,007
	E3-E4	0,126	0,161	0,78	1,10	0,66	2,29	2,53	0,43	0,199	0,007
	E4-E5	0,177	0,257	0,69	1,07	0,60	3,64	3,91	0,69	0,181	0,007
	E5-E6	0,227	0,335	0,68	1,07	0,60	4,75	5,08	0,89	0,180	0,007
	E6-E7	0,294	0,482	0,61	1,05	0,56	3,83	4,03	0,72	0,224	0,009
	E7-E8	0,362	0,475	0,76	1,10	0,65	3,79	4,15	0,72	0,261	0,010
	E8-E9	0,437	0,479	0,91	1,14	0,75	3,81	4,34	0,73	0,298	0,010
	E9-E10	0,513	0,892	0,58	1,04	0,54	4,54	4,72	0,85	0,270	0,012
	E10-E11	1,887	3,287	0,57	1,04	0,54	6,54	6,80	1,39	0,431	0,029
	E11-E12	1,971	4,057	0,49	0,99	0,49	8,08	8,01	1,67	0,393	0,027
	E12-E13	2,055	4,060	0,51	1,00	0,50	8,08	8,11	1,67	0,402	0,027
	E13-E14	2,139	4,058	0,53	1,02	0,51	8,08	8,21	1,68	0,411	0,027
	E14-E15	2,190	2,342	0,93	1,14	0,76	4,66	5,31	1,07	0,607	0,036
	E15-E16	2,240	2,842	0,79	1,11	0,67	5,66	6,27	1,26	0,536	0,033
	E16-E17	2,291	2,890	0,79	1,11	0,67	5,75	6,38	1,28	0,538	0,034
	E17-E18	2,342	2,562	0,91	1,14	0,75	5,10	5,81	1,18	0,597	0,037
	E18-E19	2,393	2,394	1,00	1,14	0,81	4,76	5,45	1,12	0,647	0,039
	E19-E20	2,444	2,483	0,98	1,14	0,79	4,94	5,64	1,17	0,636	0,039
	E20-E21	2,507	2,582	0,97	1,14	0,78	5,14	5,86	1,21	0,627	0,039
	E21-E22	2,571	2,573	1,00	1,14	0,81	5,12	5,85	1,22	0,646	0,040
	E22-E23	3,453	5,664	0,61	1,05	0,56	7,22	7,59	1,58	0,559	0,040
	E23-E24	3,504	5,484	0,64	1,06	0,58	6,99	7,40	1,55	0,576	0,041
	E24-E25	3,554	6,274	0,57	1,04	0,54	7,99	8,28	1,73	0,535	0,039
	E25-PR2	3,604	5,856	0,62	1,05	0,56	7,46	7,86	1,63	0,562	0,040

Tableau V.4 : Caractéristiques hydraulique des collecteurs principaux (suite).

S . B	Tronçon	Débit (m3/s)		Rapports			Vitesse (m/s)			Hauteur de remplissage (m)	
		Qt	Qps	Rq	Rv	Rh	Vps	V	Vmin	H	Hmin
G	G1-G2	0,024	0,126	0,19	0,77	0,30	1,79	1,37	0,32	0,089	0,009
	G2-G3	0,049	0,138	0,35	0,91	0,41	1,95	1,78	0,35	0,123	0,009
	G3-G4	0,079	0,129	0,61	1,05	0,56	1,83	1,93	0,33	0,168	0,009
	G4-G5	0,110	0,150	0,74	1,09	0,64	2,12	2,31	0,55	0,191	0,018
	G5-G6	0,148	0,230	0,64	1,06	0,58	3,25	3,45	0,91	0,174	0,020
	G6-G7	0,185	0,315	0,59	1,04	0,55	2,51	2,62	0,72	0,219	0,028
	G7-G8	0,235	0,405	0,58	1,04	0,54	3,22	3,36	0,94	0,217	0,029
	G8-G9	0,285	0,430	0,66	1,07	0,59	3,42	3,65	1,09	0,236	0,032
	G9-G10	0,341	0,484	0,71	1,08	0,62	2,47	2,66	0,82	0,308	0,042
	G10-G11	0,403	0,502	0,80	1,11	0,68	2,56	2,85	0,90	0,340	0,046
	G11-G12	0,472	0,670	0,70	1,08	0,62	3,42	3,68	1,14	0,308	0,043
	G12-G13	0,540	0,572	0,94	1,14	0,76	2,91	3,32	1,09	0,382	0,049
	G13-G14	0,619	0,954	0,65	1,06	0,58	3,38	3,59	1,04	0,349	0,046
	G14-G15	0,680	0,816	0,83	1,12	0,70	2,89	3,25	0,94	0,418	0,050
	G15-G16	0,741	1,195	0,62	1,05	0,56	2,38	2,51	0,68	0,452	0,055
	G16-G17	0,801	1,089	0,74	1,09	0,64	3,85	4,19	1,14	0,382	0,044
	G17-G18	0,862	1,768	0,49	0,99	0,49	3,52	3,49	0,90	0,394	0,045
	G18-G19	0,862	1,676	0,51	1,01	0,51	3,34	3,37	0,86	0,405	0,047
	G19-G20	1,033	1,838	0,56	1,03	0,53	3,66	3,78	0,94	0,426	0,046
	G20-G21	1,033	1,207	0,86	1,13	0,71	4,27	4,83	1,25	0,427	0,043
	G21-G22	1,033	1,125	0,92	1,14	0,75	5,73	6,53	1,71	0,374	0,037
	G22-G23	1,203	1,528	0,79	1,11	0,67	5,41	5,99	1,46	0,402	0,038
	G23-G24	1,374	2,053	0,67	1,07	0,59	4,09	4,36	1,02	0,475	0,044
	G24-G25	1,544	1,584	0,97	1,14	0,79	3,15	3,60	0,84	0,629	0,050
	G25-G26	1,714	2,846	0,60	1,05	0,55	5,67	5,94	1,31	0,444	0,037
	G26-G27	1,784	2,618	0,68	1,07	0,60	5,21	5,58	1,23	0,481	0,038
	G27-G28	1,994	2,021	0,99	1,14	0,80	4,02	4,59	1,01	0,638	0,044
	G28-G29	2,204	2,309	0,95	1,14	0,77	4,60	5,24	1,11	0,617	0,041
	G29-G30	2,414	4,051	0,60	1,05	0,55	5,16	5,40	1,12	0,551	0,039
	G30-G31	2,414	3,675	0,66	1,06	0,59	4,68	4,98	1,03	0,587	0,040
	G31-PR3	2,414	3,268	0,74	1,09	0,64	4,16	4,53	0,94	0,638	0,043

Signification des colonnes :

L : Longueur du tronçon (m).

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

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

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

R_q : rapport des débits.

R_v : rapport des vitesses.

R_h : rapport des hauteurs.

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

V : Vitesse d'écoulement par temps de pluie (m/s).

V_{min} : Vitesse d'écoulement par temps sec (m/s).

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

h : Hauteur de remplissage dans la conduite par temps sec.

Dans notre dimensionnement la vitesse d'auto-curage est vérifiée dans chaque tronçon.

Conclusion

Selon la topographie du plan de masse qui présente une ligne de crête partagé l'agglomération en deux parties :

Partie sud rejeter en deux points (PR1 et PR2), ces deux point assurer le transport des eaux usées au moyen d'un émissaire vers la station d'épuration.

Partie nord rejeter en un seule point (PR3) ce point dévers en loin de l'agglomération nord (habitat de 400 logements) vers le milieu naturelle vue sa faible débit et leur qualité qui présent seulement les eaux domestiques.

Concernant le dimensionnement on a choisi les sections nécessaires pour chaque tronçon qui sont varié de 300 à 1500mm, ainsi que leur caractéristique hydraulique sont généralement dans les limites admises assurant par les regards de chute qui jouent le rôle de brise les fortes pentes.

Introduction

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales et pour objectif la protection du milieu naturel, il constitue un équipement public essentiel.

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en ouvrages principaux et annexes

- *Les ouvrages principaux* : Correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

Ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre généralement croissant de l'amont vers l'aval, suivant leur section on les classe ainsi : [5]

Collecteur principal $D > 800 \text{ mm}$

Collecteur secondaire $400 \text{ mm} < D < 800 \text{ mm}$

Collecteur tertiaire $300 \text{ mm} > D$

- *Les ouvrages annexes* : Sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

Dans notre cas les ouvrages principaux se composent de 04 collecteurs principaux et de 05collecteurs secondaires.

VI-1 Les types de canalisation [5]

VI-1.1 Tuyaux à section circulaire

a)Tuyaux en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton, la longueur utile ne doit pas dépasser 2.5m.

Les tuyaux en béton non armés ont une rupture brutale mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

b) Tuyaux en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » ,
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15cm.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

Il est possible de se procurer les tuyaux dont les caractéristiques figurent dans le tableau VI-1 suivant :

Tableau VI-1 : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

c) Tuyaux en fibre-ciment

Les fibres que l'on mélange au ciment permettent d'obtenir alors un matériau composite que l'on désigne par l'expression « fibres-ciment ». des Ouvrages de très grande taille peuvent être fabriqués avec ce matériau, la longueur utile des tuyaux varie de 2m à 5m, les diamètres varient de 60 à 500mm.

Ce genre de tuyau se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage, à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses.

d) Tuyaux en grés

Les grés servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C et 1300°C.

Les tuyaux sont fabriqués par extrusion, le matériau obtenu est très imperméable, il est inattaquable par les agents chimiques, à l'exception de l'acide fluorhydrique.

L'utilisation des tuyaux en grés est recommandée dans les installations industrielles, mais en aucun cas, elle ne devrait être préconisée en réseau public sous le prétexte que le grés peut admettre des effluents agressifs.

e) Tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère, celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié est utilisé en assainissement. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre, c'est-à-dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles sous l'effet de température.

Tableau VI-2 : Epaisseurs et diamètres intérieurs des tuyaux PVC et charges approximatives d'ovalisation par mètre.

Diamètre nominale (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)
160	4.5	151.0	5.0	150.0
200	5.4	189.2	6.2	187.6
250	6.6	236.8	7.8	234.4
315	8.3	298.4	9.8	295.4
400	10.5	379.0	12.5	375.0
500	12.8	474.4	15.2	469.0
630	17.0	596.0	-	-
800	22.0	756.0	-	-

f) Tuyaux en fonte

Les tuyaux en fonte d'assainissement ou « fonte intégrale » pour les ouvrages à écoulement libre (eaux usées, pluviales, domestiques, et industrielles) sont caractérisés par des facteurs de sécurité et de résistance mécanique qui leur confèrent le label d'excellence.

Les tuyaux en fonte ductile et revêtement intérieur en ciment alumineux assurent des qualités de fiabilité anti-agressive, et aussi les moins influencés par le sol environnant, la nappe phréatique et les conditions difficiles de mises en œuvre.

A cela, ajoutons l'intérêt d'obtenir une liaison souple entre les différents composants : Tuyaux, joints de liaison, raccords, ...etc. subissant des efforts dus aux surcharges et aux tassements différentiels.

VI-1.2 Tuyaux à section ovoïde

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués. les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

La forme générale de ces tuyaux est représentée à la figure N°2, leurs dimensions principales a et b étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) :

- exceptionnellement visitables type 100×62.5 et 130 ×80
- semi visitable type 150×90
- visitables type 180×108 et 200×120.

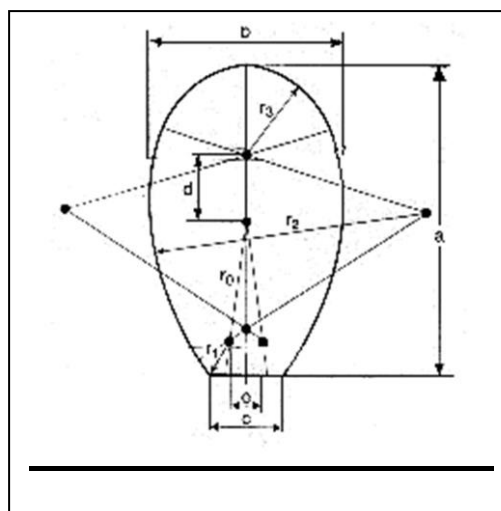


Figure VI.1 : Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué

VI-2 Choix du type de canalisations

Dans la présente étude, les conduites en béton et en béton armé de forme circulaire sont les plus adaptées vue leurs avantages :

- Bonne étanchéité
- Pose et assemblage facile
- Bonne résistance mécanique
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.

VI-3 Les joints des conduites circulaires

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

Les différents types des joints utilisés sont :

a) Joint type Rocla

C'est des joints à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau, le jeu de 1cm permet le non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres. ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées

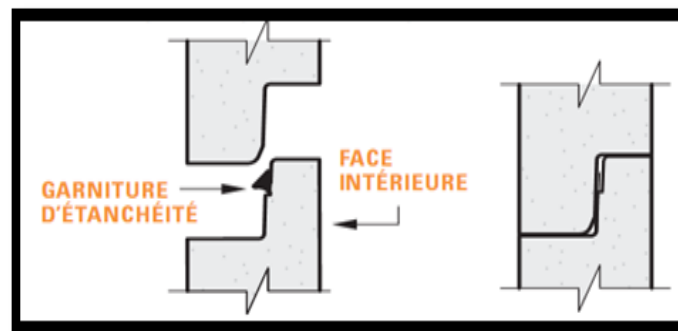


Figure VI.2 Joint type Rocla

b) Joint torique

Il est remplacé dans la plupart des cas par le joint Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

c) Joint à demi emboîtement

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

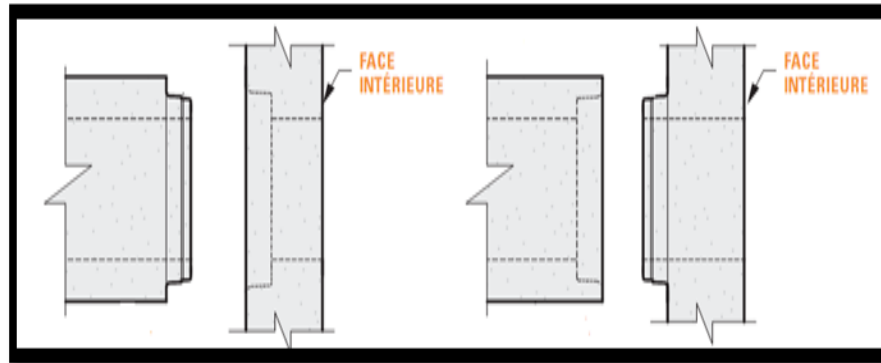


Figure VI.3 Joint à demi-emboîtement

d) Joint à collet

C'est un joint à emboîtement rigide avec coulage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

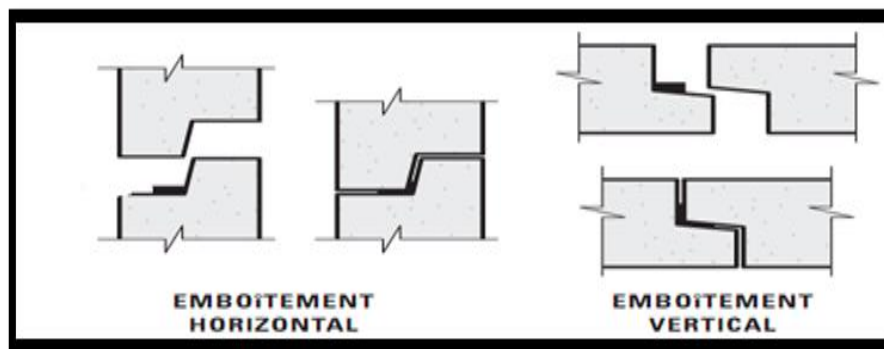


Figure VI.4 Joint à collet

e) Joint plastique

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

VI-4 Différentes actions supportées par la conduite

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

VI-4-1 Les actions mécaniques

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

VI-4-2 Les actions chimiques

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

VI-5 Essais des tuyaux préfabriqués

Avant d'entamer la pose de canalisations, il est obligatoire de faire quelques essais notamment à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

VI-5-1 Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI-5-2 Essai à l'écrasement

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai à l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.



Figure VI.5 Essai d'écrasement

VI-5-3 Essai à l'étanchéité

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.



Figure VI.6 Essai de l'étanchéité

VI-6 Ouvrages annexes

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI-6.1 Ouvrages normaux

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

a) Les branchements [1]

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

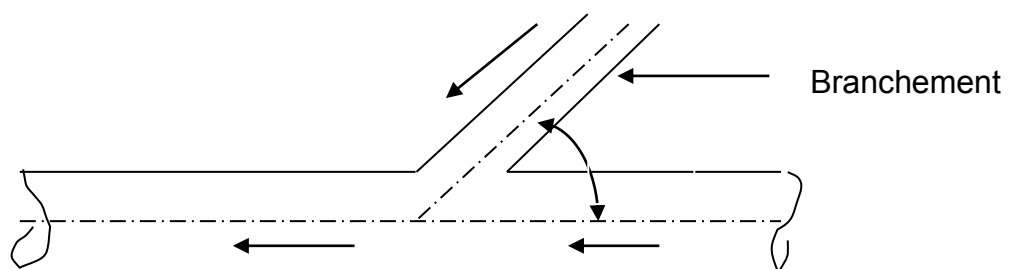


Figure VI.4 : Branchement

b) Les fossés

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

c) Les caniveaux :

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

d) Les bouches d'égout [1]

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface. On les trouve au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en Moyenne de 50m.

Elles peuvent être classées selon la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

On distingue la bouche à absorption latérale ou à absorption par le haut.



Figure VI.5 : bouche d'égout

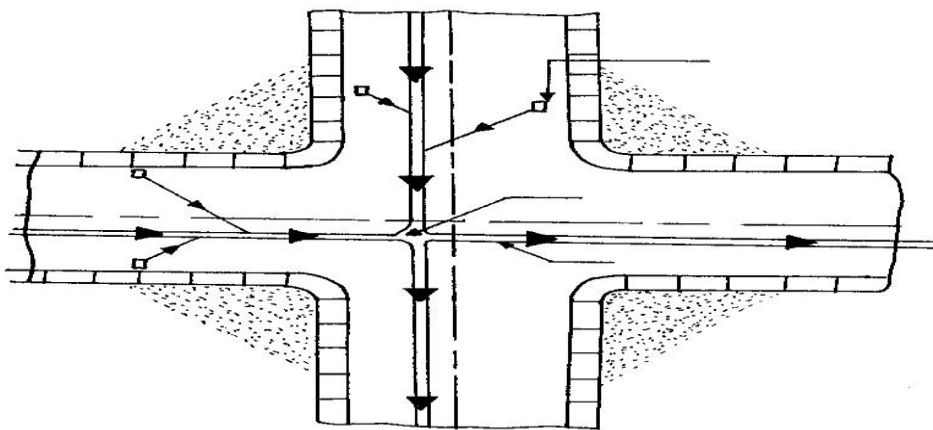


Figure VI.6 : emplacement des bouches d'égout

e) Les regards

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

- Les regards simples : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents
- Les regards toboggan : En cas d'exhaussement de remous
- Les regards de chute : En cas de forte pente.

La distance entre deux regards est variable entre 35 à 50m en terrain accidenté ou de 50 à 80m en terrain plat.

L'installation des regards sur les canalisations doivent être:

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

Il existe différents type des regards utilisé selon les exigences de réseau, ces types généralement sont :

1) Regard de visite [5]

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m

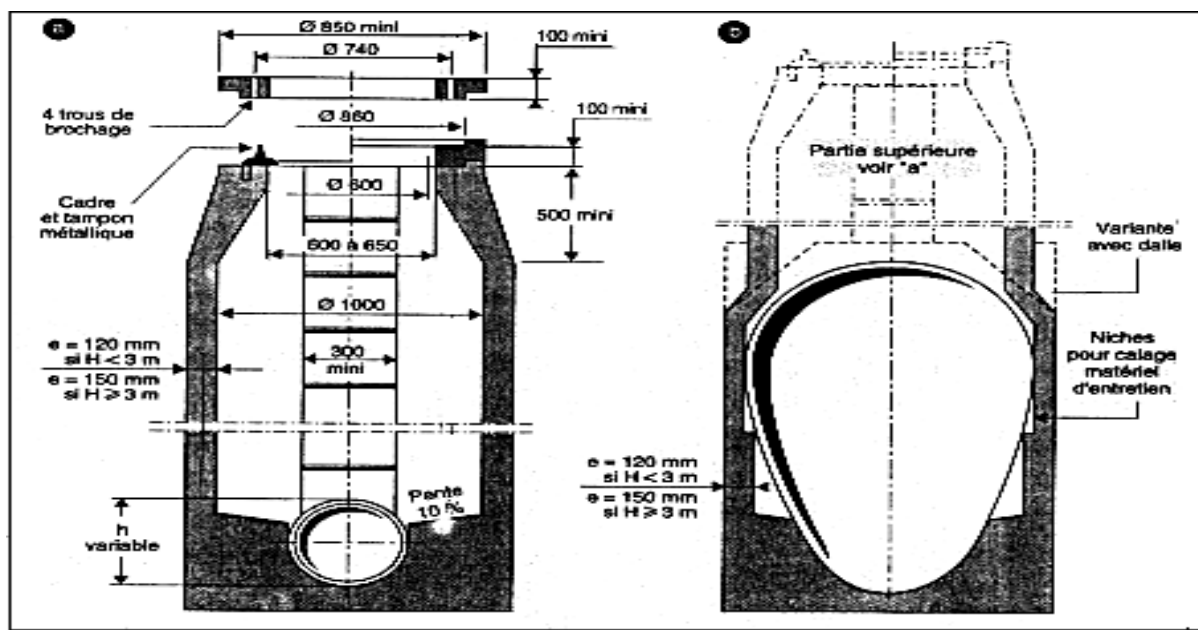


Figure VI.7 : Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre

2) Regard de ventilation [1]

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du H_2S gazeux, la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

3) Regard de jonction [1]

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

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard)
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs
- Une absence de reflux d'eau par temps sec
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

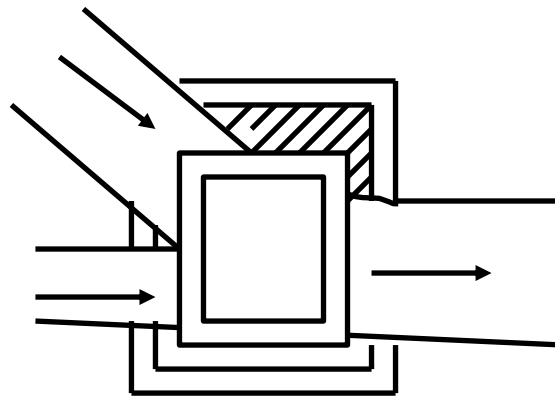


Figure VI.8 : Regard de jonction

b-4) Regard de chute

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

1- *La chute verticale profonde* : Utilisée pour un diamètre faible et un débit important, leur but est de réduire la vitesse.

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

D'après le chapitre V, on remarque que les regards de chute sont indispensable pour notre cas, vue la vitesse d'écoulement et la pente du terrain qui sont très importantes.

Exemple de dimensionnement d'un regard de chute

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

$$x = Vt \quad (VI.1)$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (VI.2)$$

Avec :

x : La longueur du regard (m).

y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) .

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

Des deux équations on aura :

$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V \quad (m) \quad (VI.3)$$

Regard E12

V = 8,6 m/s. et y = 2,5 m.

Donc : x = 2,1 m

Regard A11

V = 3,1 m/s. et y = 2,5 m.

Donc : x = 1.3m

Conclusion

A la fin de ce chapitre, et après la connaissance des diverses éléments constitutifs de réseau, il faut faire le bon choix de canalisation qui doivent assuré le transport des eaux usées ainsi que leur ouvrages annexes qui permettent la facilité de la gestion et l'efficacité de l'exploitation.

Introduction

La mission de suivi et contrôle, menée dans le cadre de qualité des chantiers de canalisation qui regroupe dans l'acte de construire tous les intervenants d'assurer la qualité des chantiers de pose de canalisation qui passe par une organisation rationnelle du chantier.

VII.1 Emplacement des canalisations

Les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée, si la largeur est dans la norme standard, et parfois la pose d'un égout sous chaque trottoir dans les rues plus larges

VII.2 Exécution des travaux

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

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

VII.2-1 Décapage de la couche de terre végétale

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

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

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.2-2 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

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

VII.2-3 Exécution des tranchées et les regards

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage.

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

a) Profondeur de la tranchée

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

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite ($c = 0,3 \text{ m}$)

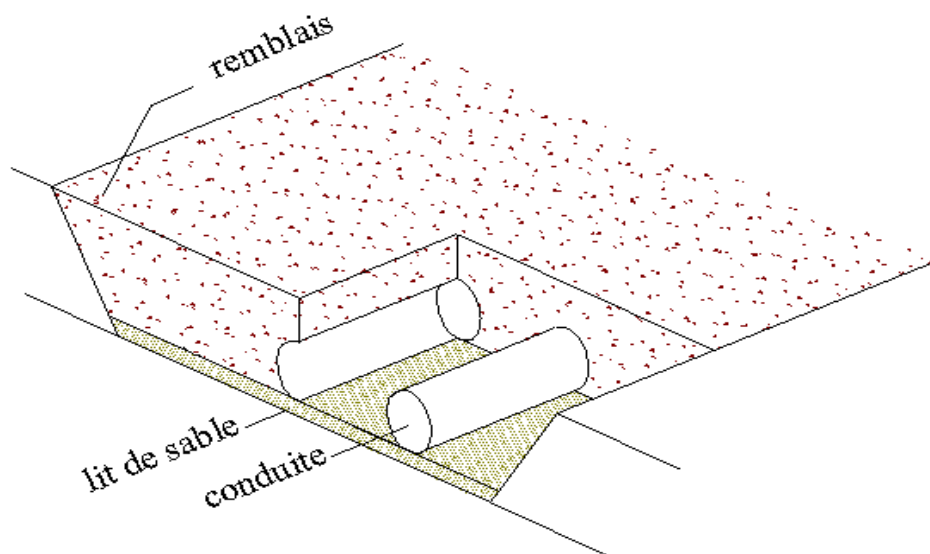


Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

VII.2-4 Aménagement du lit de sable

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

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

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

VII.2-5 Pose des canalisations en tranchées :

Lors la mise en place des canalisations il est conseillé :

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

a) Mise en place des conduites

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

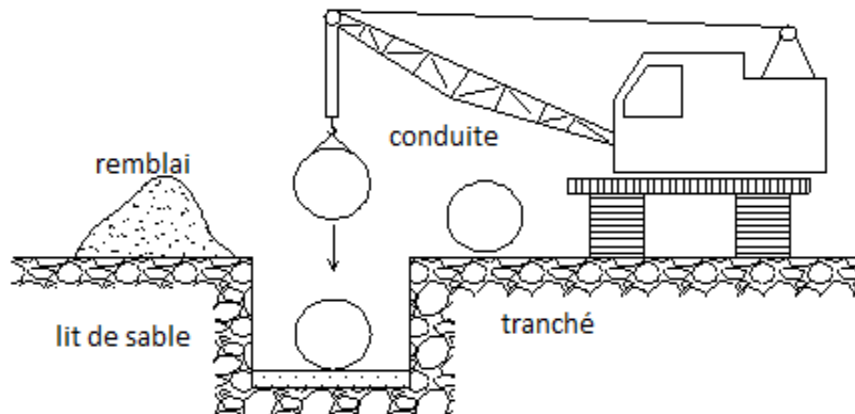


Fig.VII.2 : Pipelayers (pose de la canalisation)

b) Assemblage des conduites

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

c) Essais sur les joints et les canalisations

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

d) Essais des tuyaux préfabriqués

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

- * **à l'usine** : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- * **sur le chantier** : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

L'essai à l'eau : effectué pendant 30mn, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

L'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, pour les conduites circulaires.

L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

VII.2-6 Confection des joints

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

VII.2-7 Réalisation des regards

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

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

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

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

VII.2-8 Remblaiement et compactage des tranchées

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

VII.3 Choix des engins

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

*** Décapage de la couche supérieure :**

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



Fig. VII.3 : Bulldozer

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

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



Fig. VII.4 : Niveleuse automotrice

*** Excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro, les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

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

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



Fig. VII.5: Pelle équipée en rétro

*** Remblaiement des tranchées**

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur, voir Les chargeurs ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Fig. VII.6: Chargeur

*** Compactage de remblais**

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

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



Fig. VII.7 : compacteur

VII.4 Devis quantitatif et estimatif

Après la détermination de toutes les composantes nécessaire de notre projet pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement proprement dit le coté technique, il faut passer par l'estimation du cout de projet.

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

VII.4-1 Détermination des différents volumes

A) Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H_v.L.B$$

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

B) Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B.L.H$$

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

C) Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e.L.B$$

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

D) Volume occupé par les conduites

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4$$

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

E) Volume du remblai

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F) Volume excédentaire

$$V_{excé} = V_f - V_{remb}$$

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

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

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

$$K_f = 1,20.$$

Les différents volumes sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: Volumes de travaux

	V_{deb} m ³	V_{dec} m ³	V_{ls} m ³	V_{remb} m ³	$V_{excé}$ m ³
Réseau secondaire et principale	16808	3460	5553,9	5227,2	19093

VII.4-2 Estimation du coût de projet

Sur la base des prix unitaire de volume des travaux de terrassement, canalisation et la construction des ouvrages qu'il faut, nous allons estimer le coût du projet résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M³	3460	150	519000
2	Déblai	M³	16808	300	5042340
3	Pose du lit de sable	M³	5553,9	1000	5553900
4	Remblai de la tranchée	M³	5227,2	350	1829520
5	Evacuation des déblaies excédentaire	M³	19093	160	3054928
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton				
	300	Ml	1307	1500	1960500
	400	Ml	656	2000	1312000
	500	Ml	944	2100	1982400
	600	Ml	806	2300	1853800
	800	Ml	1233	2500	3082500
2	Canalisation en béton armé				
	1000	Ml	1063	2800	2976400
	1200	Ml	82	3100	260400
	1500	Ml	198	3500	693000
C	Construction des regards				
1	0,00-2,00 m	U	44	24500	49000
	2,01-3,00 m		112	28000	140000
	3,01-5,00 m		29	33500	67000
	THT				33256688
	TVA 17%				5653636
	TTC				38910325

VII.5 PLANIFICATION DES TRAVAUX

Les principales opérations à exécuter sur le chantier pour réaliser notre projet sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VII.3 : détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

Conclusion

Le déroulement des travaux sur le chantier nécessite une bonne planification de ces derniers, donc le choix de matériel et main d'œuvre qualifiée assure la réalisation du projet en tenant compte du côté économique, ce qu'on a déjà fait dans ce chapitre.

Introduction

La meilleure exploitation et gestion des réseaux d'assainissement nécessite une recherche d'une approche qui tient compte à la pérennité des ouvrages et l'entretien courant de ce dernier, les techniques et les moyens susceptibles d'être mise en œuvre sont variables en fonction des contraintes posée par le réseau.

VIII.1 La connaissance du réseau [7]

Une exploitation rationnelle du système d'assainissement nécessite la connaissance :

- Du tracé exact de réseau, (voire planche 1/5)
- Des caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.), (voire chapitre V)
- Des caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.), (voire chapitre V)

VIII.2 Surveillance du réseau d'assainissement [7]

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera

- La sécurité du personnel
- La maintenance du réseau
- La protection du milieu urbain et de l'environnement

L'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire à contrôler apportera des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau qui sont :

Les caractéristiques géographiques et géométriques

Elles caractérisent le réseau (Situation en plan, type ou section, côtes de sol, pentes etc....), ainsi le bassin (surface, coefficient de ruissellement).

Les caractéristiques hydrauliques

Sont les apports circulants dans le réseau (débits de rejet, débit parasite etc...)

VIII.3 Organisation et l'entretien du réseau

En assainissement, l'entretien est une nécessité quotidienne pour le bon fonctionnement du réseau. Le curage du réseau, l'extraction des boues, l'évacuation des déchets.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

VIII.3-1 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 ou faire un curage manuel par des crochets ou des cuillères.



Figure VIII.1 : curage manuel

VIII.3-2 Détection des fuites

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.

On peut détecter les fuites à l'aide d'un tube piézométrique placé au niveau des regards.

VIII.3-3 Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable. Pour cette opération on peut utiliser le MANISTREAM ou le contrôle de débit par un déversoir portable.



Figure VIII.2 : MANISTREAM

VIII.3-4 Entretien des joints

Les canalisations peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints disloquer, 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.

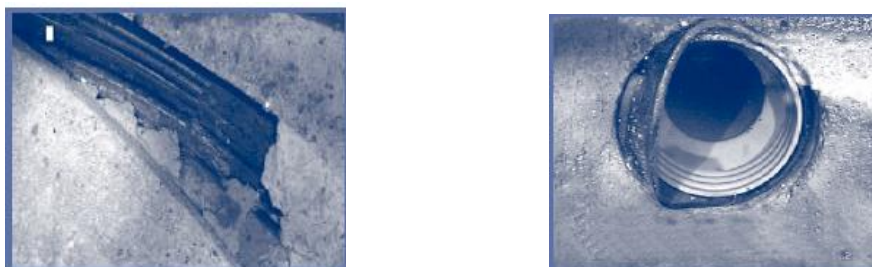


Figure VIII.3 : dislocation des joints

VIII.3.5-Travaux spécifiques

1-Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou l'ajout des produits chimiques.

2-Lutte contre la corrosion de l' H_2S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qui est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques.

VIII.4-Exploitation du réseau

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagers et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations.
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes.
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail.
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue
La nécessité de créer une organisation rationnelle des services.

VIII.4.1- Technique d'exploitation du réseau [1]

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits à temps sec et des petites pluies nécessitent des opérations de curage.

On est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

VIII.4.1.1- Curage mécanique des égouts visitables

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

A)- Curage mécanique en présence d'eau

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à

quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part. La périodicité du curage est en fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...).
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas.
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres.
- De la nature des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...).

B - Curage mécanique sans présence d'eau :

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

VIII.4.1.2-Curage des égouts non visitables

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

A)- Procédés manuels de curage des collecteurs

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

1 - La chasse d'eau

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels:

- La mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers
- Le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

2 - Le curage par la boule

La boule flottante : Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car ils sont en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au

diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi crée, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

La boule roulante : Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

B) - Le procédé hydrodynamique :

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

1-Cureuses hydromécaniques

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autre jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées

2-les aspiratrices

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement et des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.

VIII.6-Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée

VIII.6.1-Risque liés au gaz toxiques

Les travailleurs de l'eau, et particulièrement les égoutiers, courent des risques en ce qui concerne leur santé et leur vie parce qu'ils peuvent être en contact avec des gaz toxique ou explosifs, ou avec des substances volatiles toxiques. Par ailleurs ils peuvent être asphyxiés par manque d'oxygène.

Pour chaque gaz, substances toxiques où les vapeurs il y a des concentrations à ne pas dépasser.

Parmi ces gaz toxiques on citera : NH_3 , CO et le H_2S .

VIII.6.2-Autres risques que courent les travailleurs :

Les travailleurs affectés à la construction et à la réalisation des systèmes d'assainissement courent les mêmes risques que les travailleurs de n'importe quel chantier. C'est pour quoi ils doivent, selon le risque, porter des casques protecteurs, des bottes à embout d'acier, des lunettes protectrices, vêtements étanches, utiliser des détecteurs de gaz portables, en plus de rester tout le temps attentif.

VIII.7-Maladies liées à l'eau usée :

Plusieurs maladies d'origine bactérienne et virales sont transmises à l'homme lorsque ce dernier consomme une eau contaminée. Ces maladies sont connues sous le nom de maladies à transmission hydrique (MVH), parmi elles on citera :

- Le choléra.
- La fièvre typhoïde.
- La fièvre paratyphoïde.
- La diarrhée infectieuse.

Il est à noter que les principaux symptômes des MVH sont :

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampe abdominale.
- Vomissement.

VIII.8- Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque des données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance ou bien par entité à base GPS.

VIII.9- Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau

Dans notre cas on a toutes les informations sur le réseau point de vue topographique ou hydraulique, donc il est recommandé de faire :

- * Un curage périodique et surtout le tronçon A1-A8 à cause de dépôt
- * Une vérification concernant la dislocation des joints dans les tronçons à forte pente
- * Une vérification de la mise en charge au niveau des tronçons à faible pente
- * Un contrôle des plates-formes des regards à forte chute
- * Le remplacement des éléments défectueux
- * Désodorisation périodique en saison sèche avant le point de rejet PR3

Conclusion :

Après la connaissance de tous points cités dans ce chapitre, il est indispensable de faire une bonne gestion et entretien de notre réseau pour atteindre l'objectif de cette dernière, ainsi la mise en état de réseau pour assurer et faciliter leur exploitation.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude nous avons projeté et dimensionné un réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain de Médéa en se basant sur plusieurs critères qui dépendent de la nature du terrain, la qualité et la quantité des eaux à évacuer ainsi que la structure de l'agglomération.

Ce projet servira à évacuer la majorité des eaux usées et pluviales de cette agglomération vers la station d'épuration de Oued lahrache tout en respectant l'environnement et préservant la qualité de vie des habitants.

Le système de réseau projeté est le système unitaire, avec un schéma oblique La méthode d'évaluation du débit des eaux pluviales utilisée dans notre étude est la méthode rationnelle, Les matériaux des conduites utilisés sont en béton et en béton armé de type circulaire avec un diamètre variant de 300 à 1500 mm.

Les éléments constitutifs du réseau que nous avons projeté sont les regards de jonction ainsi que les regards de chute vue que le terrain set accidenté.

Par ailleurs une meilleure gestion et une meilleure exploitation de notre réseau s'impose pour le bon fonctionnement du réseau d'assainissement et sa durée de vie.

Référence bibliographique

Référence bibliographique

- [01] **Salah.B** polycopie d'assainissement, E.N.S.H. Blida
- [02] **Bourier.R (1997)**, Les réseaux d'Assainissement. Calcul-Application-Perspectives, édition Lavoisier.
- [03] **Gomella.C, Guerrée.H (1986)**, Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris.
- [04] **Regis.B (1984)**, Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective, Paris.
- [05] **Satin.M, Selmi.B (1999)**, Guide Technique d'Assainissement 11, rue d'Uzér. 75002 Paris.
- [06] **Touaibia.B (2004)**, Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.
- [07] **Valiron.F (1989)**, Gestion des eaux. Alimentation en eau -Assainissement édition Lavoisier.

Annexe 01

Précipitations maximales mensuelles à la station de Médéa (code : 011509)

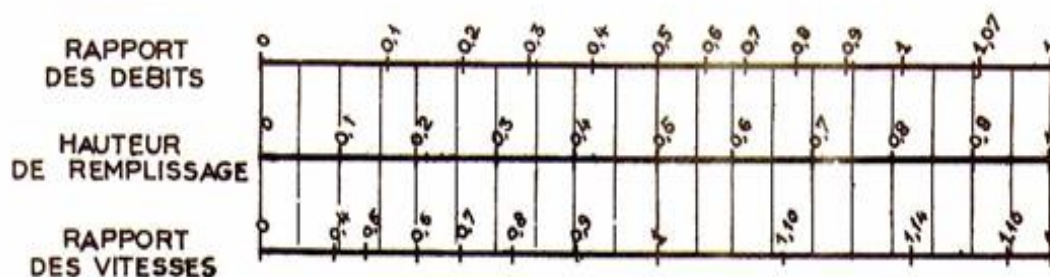
	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août
1978-1979	8,7	75,6	36,7	21,4	27,7	53,2	8,9	23,9	6,9	4,7	0,4	0,5
1979-1980	45	20,6	24,6	16,2	85,8	22,2	100,5	28,7	12,9	0,5	0	2,7
1980-1981	8,2	4,9	6,5	71,6	5,3	13,3	13,5	19,7	14,7	2,2	0	13,6
1981-1982	7,6	8,2	2,4	25,1	37,9	24,9	10	14,4	18,4	9,8	0	6,8
1982-1983	16,4	13,3	44,2	55,2	0	11,6	14,7	11,2	9,2	0	12	0,5
1983-1984	0	9	22	33	22,7	43,8	20,5	18,4	19,1	23,1	0	0,5
1984-1985	19,7	101,4	16	16,9	15,8	38,5	50,5	8,5	21,8	0	0	0
1985-1986	38,2	11,2	36,7	21	25,4	39,1	35,2	8,4	0	11,3	0	2,5
1986-1987	19,4	26	14,1	66,4	36,6	50,3	4,9	7,5	9,7	10,8	0	0
1987-1988	8	18,5	24,5	13,4	31,1	12,2	42,1	18,6	20,5	20,4	0	0
1988-1989	17	14	18,2	71	7,1	13,9	36	34	7	10,3	10,2	17,5
1989-1990	7,6	7,4	36,5	25,4	10	0	21,7	14,4	10,5	2,1	43,4	0
1990-1991	5,3	14,5	17,8	27	37	56,5	17,7	11,5	8	10,8	5,9	3,3
1991-1992	11,3	25,5	15,5	9,9	147	4	17	38,2	22,8	13,3	3,2	1,5
1992-1993	4	30	30	22,5	11	17,1	10,5	15,7	13,6	0	2,7	1,6
1993-1994	26,3	7,3	37	21	77,5	21	1,3	23,2	6,5	0	0	0
1994-1995	34,1	40,5	29,6	21	67	18,5	32,4	4,9	7	12,6	0	9,7
1995-1996	17,8	20	19,5	45,4	30,5	32,8	19,5	32,5	15	10	4	2
1996-1997	18	19,1	5,6	24	13,2	10,2	7,7	25,5	15	0	0	13
1997-1998	16,5	41,1	41,2	36	11	20,5	14,5	40	41,5	1,5	0	0
1998-1999	38	17,5	23	17	31,7	42,3	22,5	7	16,2	4,2	0	1
1999-2000	4,8	14	20,3	43,5	6,4	2,5	3,1	11	12,8	0	0	0
2000-2001	14,5	31,3	33,7	8,8	63,9	17	1,5	37	9	0	1,5	0,5
2001-2002	10,2	3,5	20	17,1	20,6	15	13,5	13,4	7,2	0,8	3,2	10
2002-2003	6,2	13	28,5	32,5	38,5	60,2	3,7	33	14	1,9	1,8	12
2003-2004	26,1	11,8	47,5	31,5	19,7	15,1	33	18	19,2	6,5	3,6	3,7
2004-2005	11,3	15,8	66,5	40	20	23,6	11,8	9,8	3,2	0	0	0
2005-2006	17,6	54	12,8	23,7	28,5	15	12,9	11,5	125	2	5,9	3,2
2006-2007	12,6	6	15,2	26,7	10	20,2	156,7	35,8	8	1,2	27,9	10,5
2007-2008	29,9	31,5	60,1	24,5	14	3,7	31,5	8,3	16,9	9,4	2,7	0
2008-2009	21,1	27,5	30,4	33	40,5	6,5	24,5	16,9	17,4	1,2	6,3	2,5
2009-2010	47,3	9,6	27,8	21,9	17,7	38,3	23,5	9,5	16	4,9	0,8	8,3
2010-2011	19	22,7	28,3	18,5	19,4	47,8	21,8	27,8	36	14	1,4	4,6
2011-2012	2,9	12,3	22,2	16,7	17,7	43,4	32,2	44,7	15,1	0,8	0	7,9

ANNEXE 02

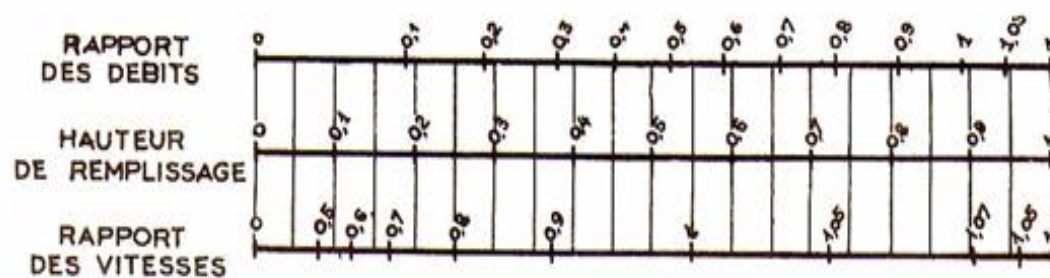
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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