

Session septembre 2025

Remerciement

Avant tout, je remercie Allah Tout-Puissant pour la force, la volonté et la patience qu'Il m'a accordées, et sans lesquelles l'achèvement de ce mémoire n'aurait pas été possible.

J'exprime ma profonde reconnaissance à mon encadreur, le professeur Salah Boualem, pour sa confiance, sa disponibilité et la qualité de son accompagnement. Ses conseils éclairés et son soutien constant ont été d'une grande valeur pour la réalisation de ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la concrétisation de ce mémoire et au bon déroulement de cette année universitaire.

Enfin, je tiens à remercier sincèrement le président et les membres du jury, qui nous font l'honneur d'évaluer ce travail et d'assister à ma soutenance.

MEKIDECHE FERIEL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, pour leurs sacrifices, leur amour et leurs précieux conseils, sans lesquels je n'aurais jamais atteint ce niveau.

À ma chère sœur Amel et à mon frère Mimo, pour leur soutien et leur présence constante.

À mon adorable neveu Adouma, ta présence est un rayon de soleil dans ma vie.

À mon mari bien-aimé Rachid, pour son appui, sa patience et ses encouragements.

À toute ma famille, en particulier mes tantes et mes oncles, qui ont toujours cru en moi.

À mes précieuses amies Lina, Soumia et Chaïma, ainsi qu'à toutes mes copines, pour leurs encouragements et leur affection.

Enfin, à toute ma promotion du 3ème second cycle 2024/2025, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables.

ملخص

يتناول هذا البحث تشخيص وحساب أبعاد شبكة الصرف الصحي في مدينة أولاد سلامة. أظهرت الدراسة أوجه القصور في الشبكة الحالية نتيجة التوسع العمراني المستمر وتقدم البنية التحتية وزيادة التدفقات المطرية والمنزلية. ومن خلال التحليل الهيدرولوجي والهيدروليكي والتقني، تم القيام بعملية إعادة الحساب والتصميم الهيدروليكي للشبكة لضمان تصريف فعال، والحد من مخاطر الفيضانات، وحماية البيئة. تشكل النتائج المتوصل إليها قاعدة أساسية لإدارة مستدامة للمياه الحضرية وتحسين إطار عيش السكان.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، التشخيص، الحساب الهيدروليكي، الشبكة الحضرية، المياه المطرية، الأبعاد

Résumé :

Ce mémoire porte sur le diagnostic et le dimensionnement du système d'assainissement de la ville d'OULED SLAMA. L'étude a mis en évidence les insuffisances du réseau existant, dues à l'urbanisation croissante, au vieillissement des infrastructures et à l'augmentation des débits pluviaux et domestiques. À travers une analyse hydrologique, hydraulique et technique, un nouveau dimensionnement du réseau a été réalisé afin d'assurer un drainage efficace, de limiter les risques d'inondation et de protéger l'environnement. Les résultats obtenus constituent une base solide pour une gestion durable des eaux urbaines et l'amélioration du cadre de vie des habitants.

Mots-clés : système d'assainissement, Diagnostic, Dimensionnement, Réseau urbain, Eaux pluviales,

Abstract:

City of Ouled Slama located in Wilaya of Blida suffer from problems of the functioning of the sewer system. Diagnostic studies are necessary to detect anomalies, analyze, interpret and then master them and suppress them. The main objective of our study is to ensure the evacuation of all rainwater and wastewater and their discharge into natural outlets in ways compatible with the requirements of public health and the environment. This study enabled us to know the actual operation of the sanitation network of the zone in order to rehabilitate the old sewer system .

Keywords: Diagnosis, Sewage, Wastewater and rainwater, Discharge

Sommaire

Chapitre 1: Présentation de la localité.

Introduction.....	03
I.1 Situation géographique.....	03
I.2 Données naturelles du site.....	04
I.2.1 Relief.....	04
I.2.2 Situation climatique.....	04
I.2.2.1 La température.....	05
I.2.2.2 Pluviométrie.....	05
I.2.2.3 Les gelées.....	07
I.2.2.4 Les neiges.....	07
I.2.3 Situation géologique.....	07
I.2.4 Situation hydrographique.....	08
I.2.5 Situation hydrogéologique.....	08
I.3 Situation démographique.....	09
I.4 Urbanisme.....	10
I.5 Situation hydraulique.....	10
I.5.1 Infrastructures hydrauliques existantes.....	10
I.5.2 Réseau d'assainissement existant.....	10
I.6 Période concernée par l'étude.....	11
Conclusion.....	11

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction.....	13
II.1 Les averses.....	13
II.2 Les petites pluies.....	13
II.3 Période de retour.....	13
II.4 Temps de concentration.....	13
II.5 Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation.....	14

II.5.1 Recueil des données.....	14
II.5.2 Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement.....	15
II.5.2.1 Analyse des données statistiques.....	15
II.5.2.2 Test d'homogénéité.....	17
II.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement:.....	17
II.5.2.3.1 Ajustement à la loi de Gumbel.....	18
II.5.2.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	20
II.5.2.3.3 Ajustement à la loi GEV.....	21
II.5.2.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	27
Conclusion.....	29

CHAPITRE III : Diagnostic du système d'assainissement existant

Introduction.....	31
II.1 Objectif de l'étude du diagnostic.....	31
II.2 Phases principales d'une étude de diagnostic.....	32
II.2.1 Recueil et exploitation des données.....	32
II.2.2 Le pré-diagnostic.....	32
II.2.3 Reconnaissance approfondie.....	32
II.2.4 Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires.....	32
II.2.5 Conception de la nouvelle structure d'assainissement.....	33
II.2.6 Conclusion et permanence du processus d'étude.....	33
II.3 Présentation du réseau d'assainissement en place.....	33
II.4 Diagnostic du réseau d'assainissement.....	33
II.4.1 Etat physique du réseau.....	33
Conclusion.....	34

CHAPITRE IV : Calcul de base

Introduction.....	36
IV.1 Situation démographique.....	36
IV.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.....	37

IV.3 Choix du système d'évacuation.....	39
IV.4 Schémas d'évacuation.....	39
IV.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	40
IV.6 Choix du découpage des surfaces élémentaires.....	42
IV.7 Principe du tracé du réseau.....	42
IV.8 Evaluation du coefficient de ruissellement.....	42
IV.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation.....	43
IV.8.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.....	43
IV.8.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	44
IV.8.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	44
IV.9 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total.....	44
IV.10 Calcul de la population de chaque surface élémentaire.....	46
IV.10.1 Calcul de la densité partielle.....	46
Conclusion.....	47

CHAPITRE V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction.....	49
V.1 Estimation des débits d'eaux usées.....	49
V.1.1 Généralités.....	49
V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer.....	49
V.1.3 Consommation en eau potable.....	50
V.1.4 Estimation des débits d'eaux usées.....	50
V.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	50
V.1.4.2 Evaluation du débit moyen journalier.....	50
V.1.4.3 Evaluation du débit de pointe.....	51
V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales.....	54
V.2.1 Méthode rationnelle.....	54
V.2.1.1 Hypothèses de La méthode rationnelle.....	55
V.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle.....	55
V.2.1.3 Temps de concentration.....	55

V.2.1.4 Coefficient réducteur α	56
V.3 Calcul des débits pluviaux.....	57
V.3.1 Evaluation le coefficient réducteur α	57
Conclusion.....	58

CHAPITRE VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction.....	60
VI.1 Conception du réseau.....	60
VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	60
VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	60
VI.2.2 Formules d'écoulements.....	61
VI.2.2.1 Formule de CHEZY.....	61
VI.2.2.2 Formule de MANNING.....	61
VI.2.2.3 Formule de Manning-Strickler.....	62
VI.2.3 Mode de calcul.....	62
VI.3 Les principes de tracé des collecteurs:.....	64
VI.4 Normes d'écoulement et d'implantation.....	64
Conclusion.....	64

CHAPITRE VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction.....	66
VII.1 Les ouvrages principaux.....	66
VII.1.1 Canalisations.....	66
VII.1.1.1 Type de canalisations.....	66
VII.1.1.2 Choix du type de canalisation.....	67
VII.1.1.3 Les joints.....	68
VII.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite.....	69
VII.1.1.5 Essais des tuyaux préfabriqués.....	69
VII.2 Les ouvrages annexes.....	70
VII.2.1 Les branchements.....	70

VII.2.2 Les fossés.....	71
VII.2.3 Les caniveaux.....	71
VII.2.4 Les bouches d'égout.....	71
VII.2.5 Les regards.....	72
VII.2.6 Les Déversoirs d'orage.....	73
VII.2.6.1 Emplacement des déversoirs d'orage.....	73
VII.2.6.2 Types des déversoirs.....	74
VII.2.6.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	75
VII.2.7 Les bassins de retenue d'eau pluviale.....	78
VII.2.7.1 L'objectif des bassins.....	78
VII.2.7.2 Différentes types de bassins.....	79
VII.2.7.3 Méthode de calcul du volume d'un bassin.....	79
Conclusion.....	82

CHAPITRE VIII : Organisation de chantier et devis

Introduction.....	84
VIII.1 Emplacement des canalisations.....	84
VIII.2 Exécution des travaux.....	84
VIII.3 Manutention et stockage des conduites.....	84
VIII.3.1 Chargement et transport.....	84
VIII.3.2 stockage.....	85
VIII.3.3 Décapage.....	86
VIII.4 Implantation des regards et des axes des tranchées.....	86
VIII.5 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards.....	86
VIII.5.1 Choix des engins de terrassement.....	87
VIII.6 Aménagement du lit de sable.....	87
VIII.7 Mise en place des canalisations.....	87
VIII.8 Assemblage des conduites.....	88
VIII.9 Remblaiement et compactage des tranchées.....	88
VIII.9.1 Les chargeurs.....	88

VIII.9.2 Le rouleau lisse.....	88
VIII.10 Construction des regards.....	89
VIII.11 Devis quantitatif estimatif.....	90
VIII.11.1 Détermination des différents volumes.....	90
VIII.11.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vd ».....	90
VIII.11.1.2 Volume du découvert « V ».....	91
VIII.11.1.3 Volume occupé par le lit de pose « VLP ».....	91
VIII.11.1.4 Volume de la conduite « Vc ».....	91
VIII.11.1.5 volume d'eurobanque tamisée « Ve.t ».....	91
VIII.11.1.6 Volume du remblai « VR ».....	92
VIII.12 Planification des travaux.....	93
VIII.12.1. Techniques de planification.....	94
VIII.12.1.1. Méthode basée sur le réseau.....	94
Conclusion.....	97
Conclusion générale.	
Références Bibliographiques.	
ANNEXES.	

Liste des tableaux :

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la température.

Tableau I.2: Répartition mensuelle de la pluviométrie de l'année 2018.

Tableau I.3 : Taux d'accroissement d'OULED SLAMA.

Tableau I.4 : Evolution de la population (1987-2022).

Tableau I.5 : Répartition de la population communale d'OULED SLAMA en 2022.

Tableau II.1: Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières.

Tableau II.2: Caractéristiques de la série.

Tableau II.3 : Ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran.

Tableau II.4: Ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.

Tableau II.5: Ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

Tableau II.6: Les paramètres de test Khi2.

Tableau II.7: Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

Tableau IV.1 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Tableau IV.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Tableau IV.5 : Calcul du coefficient de ruissellement pondéré de sous bassins.

Tableau IV.6 : Calcul du nombre d'habitants des sous bassins.

Tableau V.1 : Détermination des débits des eaux usées des équipements

Tableau V.2 : Détermination des débits d'eaux usées de pointe pour chaque sous bassin.

Tableau V.3 : Détermination des débits d'infiltration.

Tableau V.4 : Détermination des débits d'eau usée total de chaque surface élémentaire.

Tableau V.5 : Les valeurs du coefficient réducteur α .

Tableau V.6 : détermination de débit d'eau pluviale de chaque sous bassin.

Tableau V.7 : Evaluation des débits totaux.

Tableau VIII.1: Devis estimatif et quantitatif.

Tableau VIII.2: Les symboles des différentes opérations.

Tableau VIII.3: La succession des opérations

Listes des figures

Figure I.1: Situation de la commune d'Ouled Slama.

Figure I.2 : Carte des précipitations la commune d'Ouled Slama.

Figure I.3: Carte géologique de la commune d'Ouled Slama.

Figure I.4 : Réseau hydrographique de la commune d'Ouled Slama.

Figure II.1 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran.

Figure II.2 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.

Figure II.3 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

Figure II.4 : Comparaison entre les trois graphes d'ajustement de la série à l'aide du logiciel Hyfran.

Figure II.5: tableau de comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Figure III.1: Détection des regards.

Figure III.2: Inspection détaillé des regards.

Figure III.3: Etat des regards.

Figure IV.1: Schémas des types de réseaux.

Figure VII.1: La courbe du classement fréquentiel des pluies de période T.

Figure VIII.1: Stockage de collecteurs.

Figure VIII.2 : Décapage par bulldozer.

Figure VIII.3: Mise en place des canalisations.

Liste des planches :

Planche 1 : Plan de masse, réseau actuel.

Planche 2 : Tracé du réseau d'assainissement.

Planche 3 : Les ouvrages annexes

Planche 4 : Profil en long des collecteurs principal projeté du réseau d'assainissement.

Liste des annexes :

Annexe I : Tableau de la loi de khi-deux.

Annexe II : Tableau de coefficient de Manning-Strickler (k_s).

Annexe III : Abaque de variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (d'après la formule de Bazin).

Annexe IV : Abaque de dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

Annexe V : Tableaux des calculs hydrauliques des collecteurs.

Annexe VI : Evaluation du volume des bassins de retenue (méthodes dites des volumes)

Introduction générale :

L'eau est une ressource vitale, indispensable à toute forme de vie. Toutefois, ces dernières années, elle connaît une raréfaction croissante, conséquence directe des changements climatiques qui provoquent des périodes de sécheresse prolongées. Cette situation impose une gestion rationnelle et durable de cette richesse naturelle, en limitant son gaspillage et en évitant toute forme de pollution.

Dans ce contexte, l'assainissement des agglomérations occupe une place primordiale. Il a pour rôle d'assurer la collecte, le transport et le traitement des eaux usées et pluviales avant leur rejet dans le milieu naturel, afin de préserver la santé publique et l'environnement.

Le diagnostic des systèmes d'assainissement représente une étape essentielle pour évaluer l'efficacité et l'état des réseaux existants. Il permet d'identifier les dysfonctionnements, qu'ils soient d'ordre hydraulique, structurel ou environnemental, et de proposer les solutions les plus adaptées.

Le présent travail s'inscrit dans ce cadre et porte sur le diagnostic et la réhabilitation du réseau d'assainissement du centre-ville d'Ouled Slama. Ce réseau, globalement ancien, a souffert d'un manque d'entretien et de dégradations progressives qui ont entraîné une incapacité hydraulique et des dysfonctionnements notables.

Face à cette situation préoccupante, nous proposons d'établir un diagnostic complet afin de mettre en évidence les anomalies hydrauliques et physiques, et d'étudier la possibilité d'un redimensionnement du système d'assainissement de l'agglomération d'Ouled Slama.

Nous allons voir dans le premier chapitre une présentation de la commune d'Ouled Slama, ensuite nous effectuerons un calcul hydrologique pour déterminer l'intensité, après nous allons faire le diagnostic de réseau.

Dans le 4ème chapitre nous allons faire le calcul de base pour déterminer le nombre d'habitant ensuite le calcul des différents débits, qui nous aidera dans les chapitres suivants à faire le dimensionnement de réseau ainsi les ouvrages annexes.

Chapitre I :
Présentation de la localité

Chapitre I

Présentation de la localité

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de procéder à la collecte de toutes les données nécessaires pour le diagnostic du système existant et s'il y a lieu à l'élaboration du projet d'assainissement urbain de l'agglomération d'Ouled Slama située dans la commune de Blida. Ces données englobent celles relatives à l'agglomération en elle-même et notamment les données concernant la situation hydraulique de ce système existant.

I.1 Situation géographique :

La commune d'Ouled Slama se situe à L'Est de la Wilaya de Blida. Administrativement son chef-lieu de commune est Ouled Slama, et son chef-lieu de daïra est BOUGARA. La commune est créée en Février 1984 lors d'un découpage administratif.

La commune d'OULED SLAMA est limitée administrativement :

- Au Nord par les communes de Larbaa « W. Blida » et de Sidi Moussa « W. ALGER ».
- Au Sud par les communes de Bougara « W. Blida » et de Aissaouia « W. Médéa »
- A l'Est par les communes de Souhane « W. Blida » et de Aissaouia « W. Médéa »
- A l'Ouest par la commune de Bougara « W. Blida »

La superficie de la commune est de 7118ha et s'étale sur trois types de reliefs, avec une altitude varie entre 58m « Nord de la commune » et 1185 m « Sud de la commune » :

- 30% de la superficie est dans la plaine orientale de la Mitidja.
- 10% de la superficie est sur les piémonts de l'Atlas Tellien.
- 60% de la superficie est sur les premiers contreforts de l'Atlas Tellien.

La figure I.1 montre la situation de la commune d'Ouled Slama.

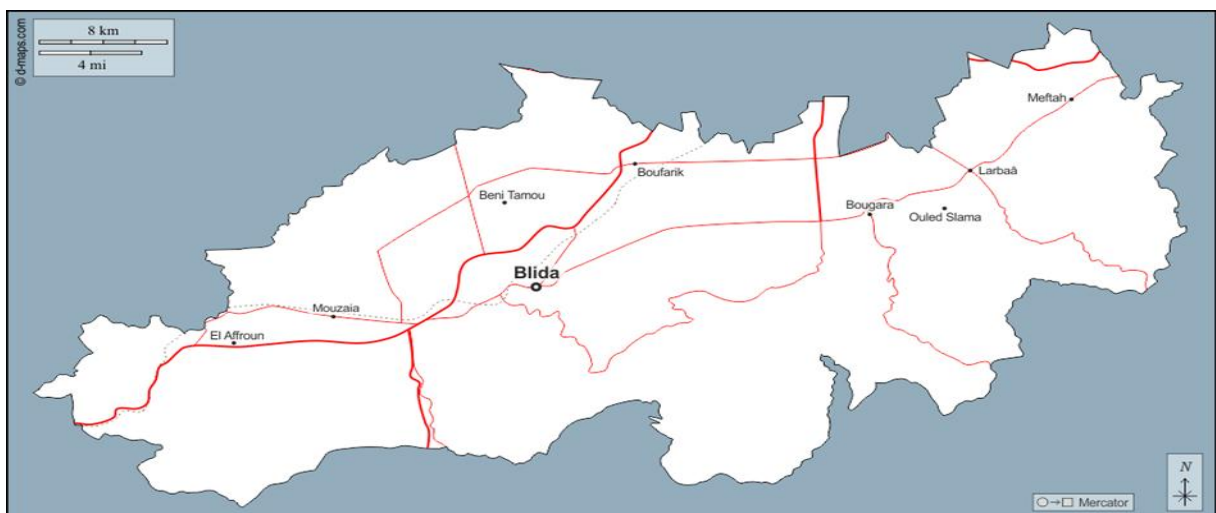


Figure I.1: Situation de la commune d'Ouled Slama

I.2-Données naturelles du site :

I.2.1-Relief :

A une échelle régionale la commune d'Ouled Slama comprend deux types de reliefs ainsi que quelques formations géologiques bien distincts :

a) Au Nord :

La plaine Mitidjéenne est caractérisé par son relief plat dont la pente ne dépasse pas les 2%. Cette dernière est plus au moins ravinée par quelques Oueds dont les plus importants sont :
- A l'Est : Oued Hamouda qui collecte les eaux venant des hauteurs pour les déverser dans l'Oued Djemmaa.

- Et à l'extrême Ouest de la commune : Oued Djemmaa qui prend ses origines vers le Sud-Ouest à partir des Oueds secondaires comme Oued Hamid, Oued Bou Irhan, Oued Fountas, Oued Echcherfa etc...

La partie haute, du périmètre communal est sillonnée de multitude des réseaux hydrographiques et la totalité de ces derniers restent sec pendant les saisons chaudes car ils ne sont alimentés que par les eaux pluviales. Les alluvions actuelles et anciennes qui représentent la plaine de la Mitidja avec une formation plus au moins caillouteuse et dont la granulométrie diminue en allant du Sud vers le Nord.

b) Tandis que l'extrémité Sud :

zone de la moyenne montagne, composée de terrains situés entre 800 et 1.200 m, est constituée de roches carbonatées, de grès, d'argiles et des marnes formant ainsi les premiers contreforts de l'Atlas Blidéen.

Parmi les principales structures qu'on rencontre nous avons : La partie haute du périmètre communal est sillonnée d'une multitude de réseaux hydrographiques et la totalité de ces derniers est sec pendant les saisons chaudes car ils ne sont alimentés que par les eaux pluviales.

I.2.2- Situation climatique :

Le type de climat est variable mais nous pouvons lui attribuer l'étage bioclimatique subhumide chaud à froid et ceci néanmoins la zone de montagne présente deux grandes expositions principales : Sud-Ouest semble être plus humide et moins érodé. Ce dernier reçoit la fraîcheur venant du Nord et se trouve abrité de l'ensoleillement intense.

La région d'Ouled Slama, a un climat continental caractérisé par toute sa rigueur, ce qui peut paraître aberrant. Le relief est un facteur, déterminant des conditions climatiques, ceci s'explique par l'interaction entre l'altitude, le couvert végétal et les précipitations.

Les précipitations enregistrées au niveau de l'unité du couvert de l'unité sont relativement proportionnelles à l'altitude et la densité du couvert végétal d'où la différence entre la première et la deuxième sous unité. Les précipitations diminuent de l'Ouest à l'Est et du Nord au Sud. Il est question d'un climat subhumide froid (au Nord) à humide doux (au Sud).

I.2.2.1 La température :

Le climat à Ouled Slama est méditerranéen, il subit pratiquement les mêmes variations saisonnières que la zone côtière avec toutefois un climat légèrement plus continental.

La distribution de la température durant l'année 2022 apparaît dans le tableau I.1:

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la température.

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AV	MAI	JUN	JUL	AOU
Tmoy c°	23	20	16	13	12	12	14	16	18.5	21	27	27

(ANRH 2022)

I.2.2.2 Pluviométrie :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau, surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter. Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (septembre à mars). Les précipitations sont intenses de novembre à Janvier, quant aux mois de Juin, Juillet et Aout le nombre de jours de pluies est non significatif. Les précipitations accusent donc une irrégularité non seulement annuelle mais aussi mensuelle.

Le tableau I.3 montre la répartition mensuelle de la pluviométrie de l'année 2018.

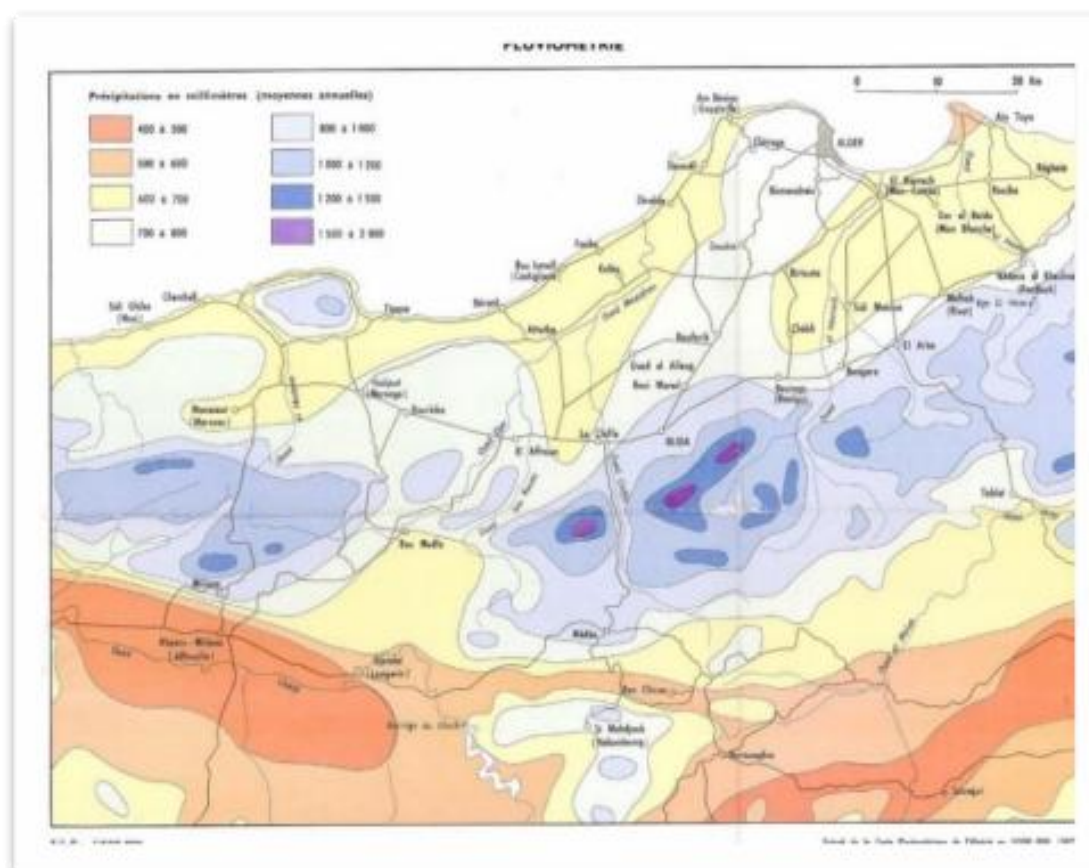
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la pluviométrie de l'année 2018

Mois	JAN	FEV	MAR	AV	MA	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
P(mm)	41	7.6	17.8	31.1	11.2	6.2	2.5	2.7	15.8	12.9	66.3	34.2

(DRE Blida)

La figure I.2 présente la carte des précipitations de la commune de Ouled Slama

Figure I.2 Carte des précipitations la commune d'Ouled Slama



« Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord 1971 ; e= 1 / 50 000ème »

Elles surviennent généralement pendant la période allant de la fin du mois de Novembre jusqu'à début Mars (30 fois / an).

Elle recouvre chaque année les endroits dont l'altitude est supérieure à 850 m, le nombre de jours moyen dans l'année est de 6 à 10 jours, allant du mois de Décembre jusqu'à mois de Mars.

Stratigraphie : la plus récente on a :

-(A) Alluvion actuelles : formées de cailloutis et graviers ; avec du sable limoneux du lit majeur des cours d'eau.

-(a1) Cônes de déjection récents des vallées débouchant de l'Atlas dans la plaine et s'y épanouissement : produits de remaniement limoneux et caillouteux des cônes de déjection récents.

-(q1) Alluvions ancienne (niveau inférieur) : Terrasses formées de cailloutis et limons, de 15 à 20m au – dessus du lit des vallées actuelles et cône de déjection anciens (poudingues à gros éléments).

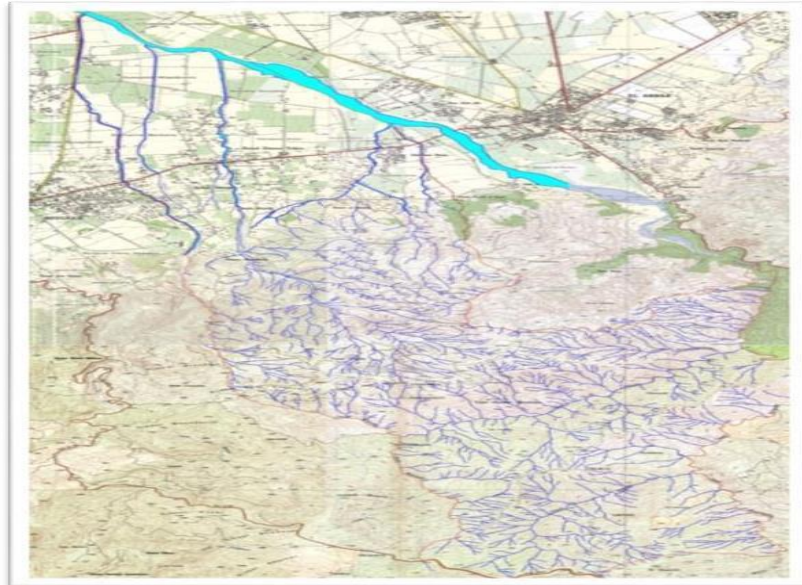
-(q,q) Alluvions anciennes (niveau moyen) : constituées d'un dépôt caillouteux et limoneux, souvent rougeâtres entre 25 et 45m au-dessus des vallées actuelles.

7

I.2.5 Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique est assez actif, l'ensemble des affluents dispersés sur la zone du piémont sont drainés par l'Oued principal qui traverse longitudinalement la commune.

La figure I.4 représente la carte hydrographique de la commune d'Ouled Slama.



La figure I.4 : Réseau hydrographique de la commune d'Ouled Slama.

Il s'agit de :

- Oued Djemaa, qui constitue la limite Nord et Est de la commune avec la commune de Sidi Moussa et la commune de Larbaa.
- Oued Nchem : qui constitue la limite Est centrale de la commune avec celle de Larbaa.
- OuledFantas et Oued Zermane, qui constituent la limite Est de la commune avec celles de Souhane et de Aissaoua.
- Oued EL Hamoul, Oued Zouahra et oued Bounoua qui traverse la commune du Sud au Nord, ils constituent la limite Ouest avec la commune de Bougara.
- Oued Ben Arif, qui traverse la commune dans sa partie Sud-Ouest en Est pour rejoindre l'Oued Fantas.

I.2.6 Situation hydrogéologique :

De tous les agents géodynamiques externes qui, sous l'action générale de la pesanteur, concernent à modeler, à détruire et à aplanir peu à peu la surface du sol, par l'enchaînement des processus d'érosion, de transport et de dépôt, l'eau est de loin le plus important, le plus expressive, le plus complet.

Dans notre cas, les processus hydro géodynamiques cités ci-dessus ont donnés naissance à une multitude de réseaux hydrauliques qui descendent du Sud sous forme d'arborescences

pour rejoindre vers l'aval. Les oueds de plus grande importance comme Oued Hammouda et Oued Djemmaa.

C'est dans les lits de ces Oueds (vers l'aval) que la vitesse des eaux diminue pour y déposer les matériaux alluvionnaires.

- Zone de nappe des alluvions du Quaternaire : L'existence de nombreux puits dans cette zone nous renseigne sur leur importance (généralement de 12 à 45m et plus de profondeur).

- Zone de nappe du Crétacé : Composé de rares sources éparses à débit généralement faible car le niveau piézométrique est très influencé par les saisons saisonnières. Néanmoins l'existence de quelques sources à régime permanent, dans la zone d'Oued (localisées auprès des anciennes habitations).

I.3 Situation démographique :

La commune d'OULED SLAMA était composée d'une agglomération chef-lieu de commune et de cinq agglomérations secondaires HAMOUL, OULED SLAMA SOUFLA, BEN OMAR, EL MOUSTAKBAL et REMILI.

Le tableau suivant montre les différents taux d'accroissements de la population de la ville d'OULED SLAMA enregistrés de l'année 1987 à 2022.

Tableau I.3 : Taux d'accroissement d'OULED SLAMA

Années	1987 - 1998	1998 - 2008	2008 - 2022
Taux d'accroissement (%)	-0.004	1.63	2.5

(Source : APC OULED SLAMA)

Le tableau suivant illustre l'évolution de la population de la ville d'OULED SLAMA de l'année 1987 à 2022.

Tableau I.4 : Evolution de la population (1987-2022)

Années	1987	1998	2008	2022
Population	16 758	15 956	29 291	58 836

(Source : PDAU et APC)

La Répartition de la population communale d'OULED SLAMA en 2022 est comme suit :

Tableau I.5 : Répartition de la population communale d'OULED SLAMA en 2022.

Dispersion	Population 2022
Agglomération chef-lieu OULED SLAMA	57 452
Zone éparsé	217
Agglomération secondaire	1 167
Total	58 836

(Source APC OULED SLAMA)

I.4 Urbanisme :

La superficie de la commune d'ouled slama s'étend sur une surface de 7801 ha. D'après les informations recueillies, cette superficie reconnaît des extensions urbanistiques sur la périphérie. La zone concernée par étude est de 103,01ha.

I.5 Situation hydraulique :**I.5.1 Infrastructures hydrauliques existantes :**

Il s'agit des ouvrages structurant du réseau d'assainissement (STEP, DVO, poste de refoulement, chambre de rétention...).

À ce stade de l'étude nous avons identifié les ouvrages suivants :

- Les déversoirs d'orage qui sont de l'ordre de huit (08) répartis sur l'ensemble des collecteurs principaux du réseau d'assainissement.
- Deux petits rejets à ciel ouvert situés sur le territoire de la commune.

I.5.2 Réseau d'assainissement existant :

Le réseau d'assainissement d'OULED SLAMA est de type unitaire et totalement gravitaire.

Des plans ont été recueillis, il s'agit :

- D'un plan du réseau d'assainissement élaboré dans le cadre de la révision du PDAU d'OULED SLAMA réalisé par URBA Blida en 2016 échelle 1/5000 qui retrace les principaux collecteurs et quelques tronçons du réseau secondaire.
- Plan de recollement général du réseau d'assainissement récupéré auprès du service technique l'APC d'OULED SLAMA.
- Quelques plans de recollement récupérés auprès de l'APC et de la subdivision de l'hydraulique de Bougara.

Le réseau d'assainissement de la ville d'OULED SLAMA est structuré autour de sept collecteurs principaux, quatre collecteurs sont raccordés sur l'émissaire final qui mène vers le collecteur Laabaziz qui sera raccordé ultérieurement dans la STEP projeté de Laabaziz et trois autres collecteurs qui rejettent directement dans le milieu naturel (Oued).

I.6 Période concernée par l'étude :

L'horizon prévu pour cette étude est l'an 2055 soit au bout de 30 ans Au-delà de cet horizon, l'estimation deviendrait grossière en raison des incertitudes sur l'évolution et la composition future de la population et sur l'activité socio-économique du centre.

Conclusion :

Durant ce chapitre nous avons essayé de collecter le maximum de données concernant l'agglomération et sa situation hydraulique. Ces données nous sont nécessaires à tout calcul hydraulique pour la conception du système à projeter de la dite commune.

Chapitre II
Etude hydrologique

*Chapitre II :***Étude hydrologique****Introduction**

L'hydrologie est la science qui étudie le cycle de l'eau et leur évolution dans la nature, elle est très essentielle dans la conception des systèmes d'évacuation, car elle nous permet de définir les différentes paramètres qui gèrent notre étude, à travers ce chapitre on va déterminer l'intensité de pluie avec laquelle se fera le dimensionnement de notre réseau.

II.1 Les averses :

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. La durée du phénomène continue varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures (**Régis BOURRIER, 1981**).

Les averses considérées dans les études se caractérisent soit par :

- Une hauteur d'eau importante.
- Une forte intensité par unité de temps.
- Une transformation pluie brute/pluie nette générant le débit.
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement.

Ceci exige ainsi, un système de drainage efficace.

II.2 Les petites pluies :

Représentent les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses. Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux. (**Régis BOURRIER, 1981**)

II.3 Période de retour :

Elle est définie comme étant le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, elle est déterminée suite à une étude technico-économique basée sur un compromis entre le coût de construction du réseau et celui de son entretien.

Pour les projets d'assainissement, dans les zones fortement urbanisées, le concepteur n'hésitera pas à dimensionner les collecteurs principaux en vue de déterminer les débits maximums de période de retour de 20 ans, voir 50 ans. En Algérie, nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans). (**Régis BOURRIER, 1981**)

II.4 Temps de concentration :

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. (Bénina TOUAIBIA, 2004)

II.5 Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation :

En hydrologie urbaine, L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et des aménagements antiérosifs. L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h.

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps Δt , de différents points du réseau et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20 ou 50 ans. (Bénina TOUAIBIA, 2004)

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée Soit :

$$Im = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

-**Im** : 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 nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.5.1 Recueil des données :

Il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières sur une longue durée. (Régis BOURRIER, 1981)

Le tableau II.1 donne les hauteurs d'eau enregistrée à la station pluviométrique de LARBAA dont le code 021403 fournit par ANRH de BLIDA pour la période d'observation 1968-2022 soit 54 ans.

Les coordonnées Lambert de la station sont :

$$X=541.15 \text{ Km} ; Y=362.95 \text{ Km} ; Z=100 \text{ Km.}$$

Tableau II.1 : Série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (de LARBAA dont le code 021403)

Année	Pjmax(mm)	Année	Pjmax(mm)
1968	44,00	1995	72,00
1969	69,50	1996	44,00
1970	90,00	1997	53,00
1971	150,00	1998	55,00
1972	130,00	1999	42,80
1973	91,00	2000	37,00
1974	35,60	2001	29,60
1975	59,50	2002	70,50
1976	22,50	2003	43,80
1977	70,00	2004	62,00
1978	48,50	2005	39,00
1979	68,00	2006	76,80
1980	76,10	2007	47,60
1981	40,50	2008	40,00
1982	37,50	2009	56,00
1983	55,50	2010	62,00
1984	84,00	2011	38,50
1985	91,00	2012	86,30
1986	101,50	2013	60,30
1987	42,00	2014	43,70
1988	55,50	2015	51,40
1989	25,00	2016	52,90
1990	30,00	2017	49,10
1991	80,00	2018	66,30
1992	73,00	2019	42,40
1993	128,00	2020	29,50
1994	80,00	2021	58,90

(ANRH BLIDA)

II.5.2 Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :

II.5.2.1 Analyse des données statistiques :

L'analyse des données c'est le premier pas à faire dans une étude d'un projet d'assainissement consiste à localiser l'événement dans le temps pour une bonne précision, puis déterminer les caractéristiques de l'échantillon.

On note dans ce qui suit les caractéristiques de notre échantillon pour notre cas le nombre d'année est de 54 ans.

a- La moyenne :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $Pj\bar{m}\bar{a}\bar{x}$ durant 54 ans d'observations :

$$Pj\bar{m}\bar{a}\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n Pjmax i}{n} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

-**n** : le nombre d'années d'observations (n= 30 ans).

$$P\bar{j}\bar{m}\bar{a}\bar{x} = \frac{3288,6}{54} = 60.6$$

b- L'écart type :

Pour $n \geq 30$ ans on a :

$$\sigma Pjmax = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Pjmax\ i - P\bar{j}\bar{m}\bar{a}\bar{x})^2}{n}}$$

Et donc : $\sigma Pjmax = 26.4$.

c- Coefficient de variation :

$$= \frac{\sigma Pjmax}{P\bar{j}\bar{m}\bar{a}\bar{x}}$$

Et donc : $CV = 0.436$.

Le tableau II.2 donne les caractéristiques de la série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières.

Tableau II.2: Caractéristiques de la série.

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'années d'observation	54
Minimum des Pjmax en (mm)	22
Maximum des Pjmax en (mm)	150
La moyenne des Pjmax en (mm)	60.6
L'écart type en (mm)	26.4
Coefficient de variation	0.436

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région $b = 0,38$ est donné par l'A.N.R.H de BLIDA.

II.5.2.2 Test d'homogénéité :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, alors nous devons-nous assurer que notre série pluviométrique est homogène et qu'elle vient de même endroit. Pour notre cas puisque nous travaillons sur des valeurs de pluies journalières maximales l'effectuation du test n'est pas nécessaire. (Bénina TOUAIBIA, 2004)

II.5.2.3 Choix de la loi d'ajustement:

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions Homogénéité-Stationnarité sont réunies parmi lesquelles :

- Loi de Fuller ou loi Exponentielle.
- Loi Gamma, Lois de Pearson I et III.
- Loi de Gumbel ou Loi doublement exponentielle.
- Loi de Goodrich.
- Loi de Fréchet.
- Loi de Weibull.

Les critères de choix 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 de prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égal, il faut comparer les estimations des 2 lois.

Si ces estimations sont voisines, il faut retenir la plus simple ; si elles sont nettement différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

Quelle que soit la loi théorique d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à :

1. Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon que nous travaillons à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.

2. Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
3. Calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique.
4. Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne, écart type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie.
5. Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
6. Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
7. Lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée.
8. Tester l'adéquation de la loi d'ajustement.
9. Calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes.

Les lois d'ajustement les plus utilisées sont celles qui ont le moins de paramètres, parmi lesquelles :

- La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- La loi Log Normale ou loi de Galton (Bénina TOUAIBIA, 2004).

II.5.2.3.1 Ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction qui caractérise la loi de Gumbel est :

$$(X) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (II.3)$$

Avec :

$$y = (X - X_0) \dots \dots \dots (II.4)$$

Tel que:

-y : variable réduite de GUMBEL.

-X : variable étudiée (Pjmax).

-X0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

-α: paramètre de l'échelle.

On a aussi

$$y = -\ln[-\ln(F(X))] \dots \dots \dots (II.5)$$

La fréquence expérimentale est donnée par la formule de HAZEN :

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \dots \dots \dots (II.6)$$

Avec :

-**m** : rang de précipitation.

-**n** : nombre d'observations

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel:

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$= () + \dots\dots\dots (II-7)$$

Avec :

$$1 = (\sqrt{6})x \dots\dots\dots (II-8)$$

(-): La pente de la droite de GUMBEL.

Et x0 représente l'ordonnée à l'origine tel que :

$$X0 = X - - \bar{y} \dots\dots\dots (II-9)$$

Le tableau II.3 représente les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel(méthode des moments) pour les différentes périodes de retour à l'aide de logiciel « Hyfran »

Les paramètres de la loi sont :

$U_{GAUSS} = 48.73$. ; $\alpha = 20.62$

Tableau II.3 : Ajustement de la série à la loi de Gumbel à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour «T» [ans]	Probabilité «q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart Type	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	239	27.5	185-293
2000.0	0.9995	205	22.8	161-250
1000.0	0.9990	191	20.8	150-232
200.0	0.9950	158	16.1	126-190
100.0	0.9900	144	14.1	116-171
50.0	0.9800	129	12.1	105-153
20.0	0.9500	110	9.49	91.4-129
10.0	0.9000	95.1	7.51	80.4-110
5.0	0.8000	79.7	5.56	68.7-90.6
3.0	0.6667	67.3	4.2	59.1-75.6
2.0	0.5000	56.3	3.3	49.8-62.8

Avec :

-**T** : période de retour (T=10ans).

-**q** : probabilité au non-dépassement.

-**X_t** : précipitation maximale journalière.

II.5.2.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log normal) :

L'ajustement de cette loi est identique à celle de la loi de Gumbel, la différence est dans la représentation graphique dans ce cas elle se fait sur un papier log-normal.

La fonction de répartition de cette loi s'exprime comme suit :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{u}{\sigma}} e^{-\frac{u^2}{2\sigma^2}} du \dots \dots \dots (II.10)$$

Avec :

-**F(x)** : Fréquence au non-dépassement.

La variable centrée réduite de Gausse est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\sigma} \dots \dots \dots (II.11)$$

Avec :

- : variable étudiée (P_{jmax}).

-**ln $\bar{x}$** : La moyenne des logarithmes de la variable x

-**σ** : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

Les résultats d'ajustement par la loi de log-normal (méthode de maximum de vraisemblance) pour les différentes périodes de retour à l'aide de logiciel Hyfran sont représentés sur le tableau II.4.

Les caractéristiques de la loi sont :

$$L\bar{\ln x} = 4.0202 \quad ; \quad \sigma_{\ln x} = 0.41$$

Tableau II.4: Ajustement de la série à la loi de Galton à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour «T» [ans]	Probabilité «q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart Type	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	258	41.1	178-339
2000.0	0.9995	216	31.0	156-277
1000.0	0.9990	199	27.1	146-252
200.0	0.9950	161	18.9	124-198
100.0	0.9900	145	15.8	114-176
50.0	0.9800	130	12.9	105-155
20.0	0.9500	110	9.5	91.2-128
10.0	0.9000	94.5	7.19	80.4-109
5.0	0.8000	78.8	5.16	68.7-88.9
3.0	0.6667	66.5	3.91	58.9-74.2
2.0	0.5000	55.7	3.13	49.6-61.8

II.5.2.3.3 Ajustement à la loi GEV :

La fonction de répartition de la loi est :

$$(X) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (II.12)$$

Avec :

-y : la variable réduite.

$$y = - - \ln(1 - (x - u)) \dots \dots \dots (II.13)$$

Tel que :

-x : variable étudiée (Pjmax).

-u : paramètre de position

-a : paramètre de dispersion (a > 0).

-k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

Le tableau II.5 représente les résultats d'ajustement pour les différentes périodes de retour par la loi de GEV (la méthode du maximum de vraisemblance) à l'aide de logiciel Hyfran.

Les caractéristiques de la loi sont :

u=48.23 ; α=18.43 ; k=-0.09

Tableau II.5: Ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

Période de retour «T» [ans]	Probabilité «q»	Valeur théorique «Xt» [mm]	Ecart Type	Intervalle de confiance 95%
10000.0	0.9999	312	137	/
2000.0	0.9995	249	84.2	/
1000.0	0.9990	224	66.7	/
200.0	0.9950	173	36.1	102-244
100.0	0.9900	153	26.6	101-205
50.0	0.9800	134	19.0	97.1-171
20.0	0.9500	111	11.5	88.3-134
10.0	0.9000	94.2	7.7	79.1-109
5.0	0.8000	77.8	5.18	67.6-88.0
3.0	0.6667	65.6	3.97	57.8-73.3
2.0	0.5000	55.1	3.22	48.8-61.4

II.5.2.3.4 Comparaison entre les lois d'ajustement :

Il faut que les lois avec laquelle qu'on a procédé l'ajustement répondent aux critères de choix : le test de dispersion et l'ajustement graphique pour vérifier si s'adaptent ou pas.

a- Test graphique :

Le test se base sur la visualisation de graphique d'ajustement des trois lois, et comparer l'allure de la courbure, et vérifier si il y'a des cassures dans l'allure et aussi l'alignement des points.

-interprétation :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II.1, II.2,

II.3 et II.4, on remarque que : la loi log normal donne un bon ajustement vue que les points sont très proche de la droite théorique par rapport aux autres lois.

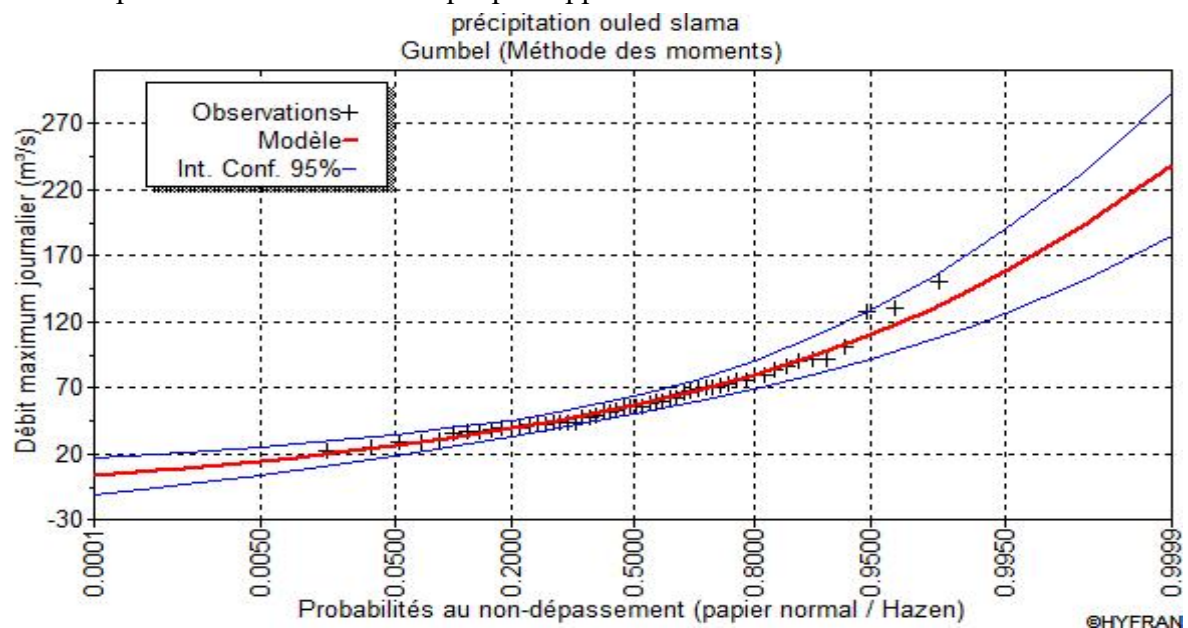


Figure II.1 Graphe d'ajustement de la série à la loi de Gumbel par hyfran

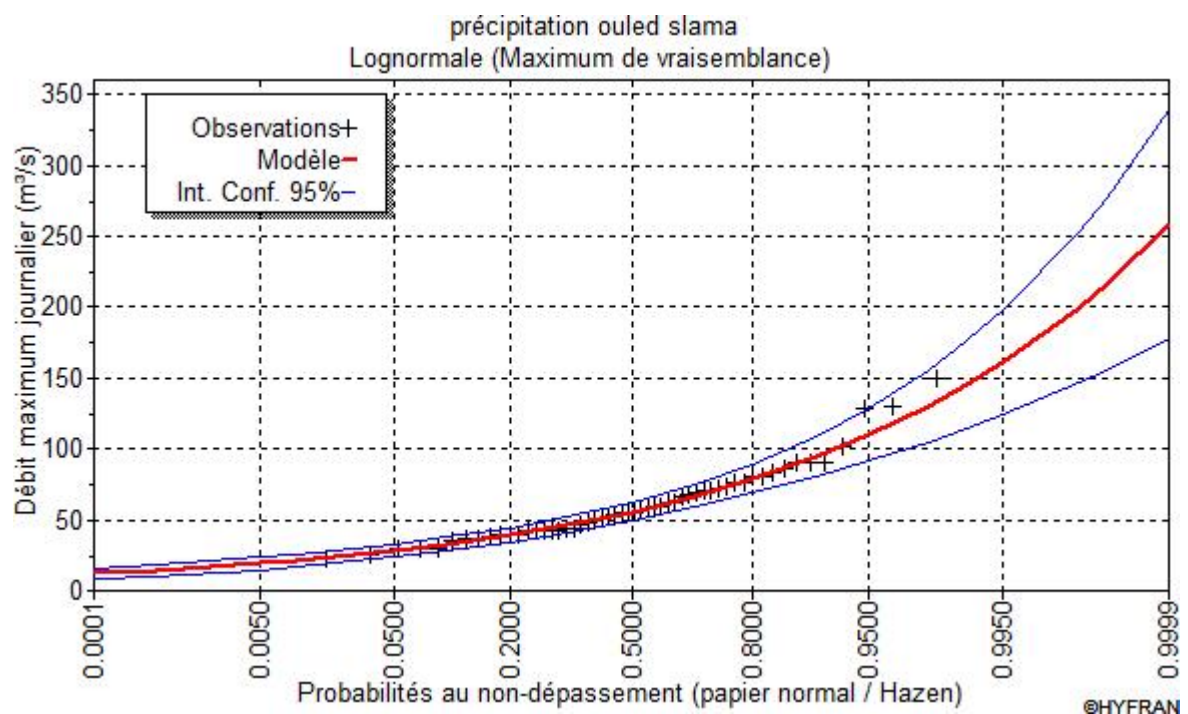


Figure II.2 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de log normale par hyfran.

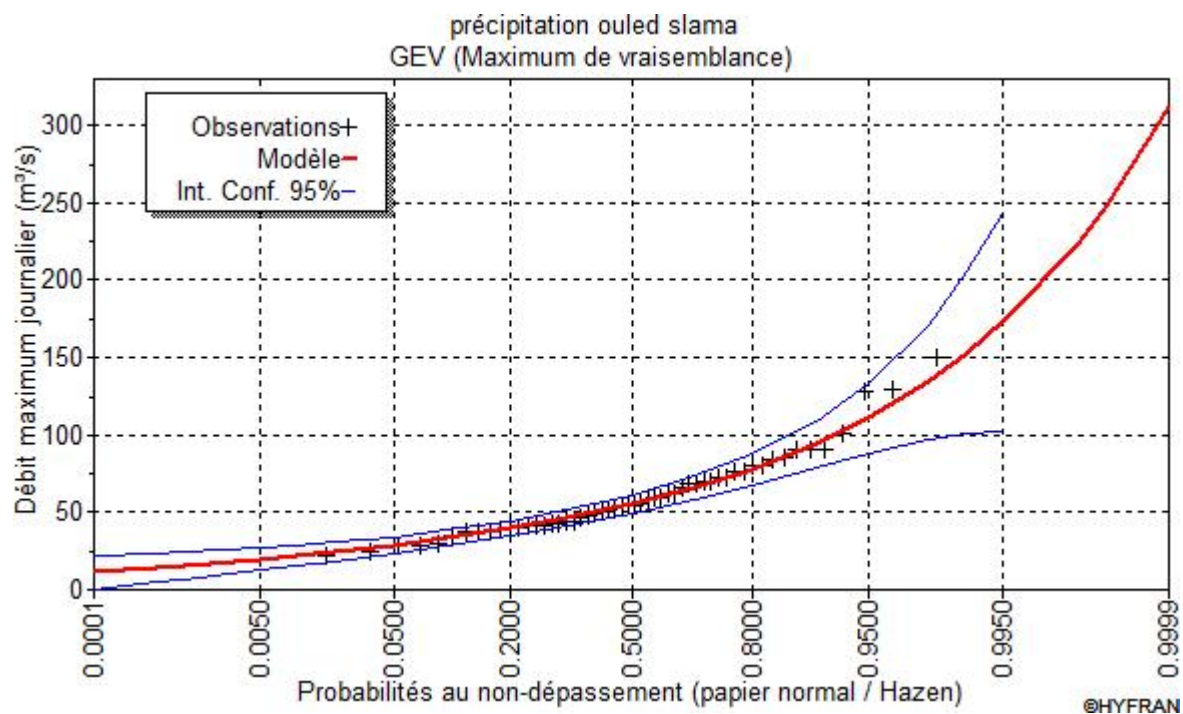


Figure II.3 : Graphe d'ajustement de la série à la loi de GEV à l'aide du logiciel Hyfran.

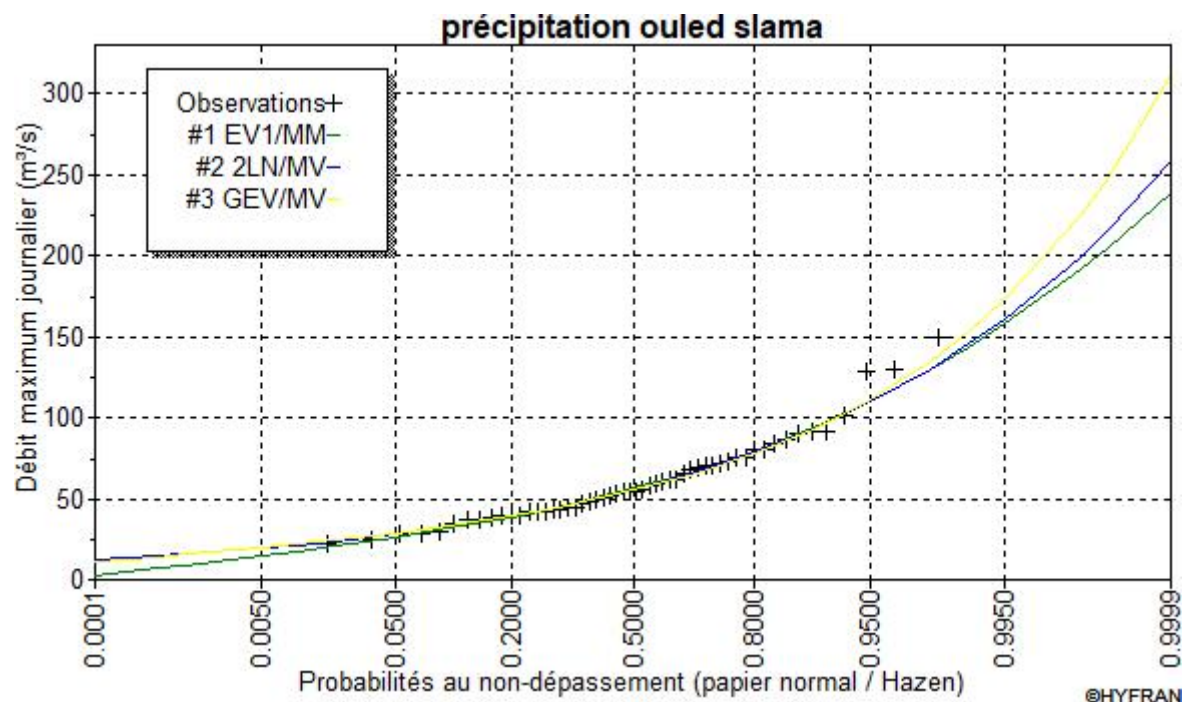


Figure II.4 : Comparaison entre les trois graphes d'ajustement de la série à l'aide du logiciel Hyfran.

b- Test d'adéquation de Khi-deux :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement car il juge la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donné de taille N , en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 .

-On détermine le χ^2 calculé et le nombre de class et le degré de liberté γ (à l'aide du logiciel (HYFRAN)).

-On détermine le χ^2 théorique sur la table de Khi2 (voir l'annexe I)

On a :

$$\gamma = k - 1 - m \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec :

-**k** : Nombre de classe.

-**m** : Nombre de paramètre de la loi de GAUSS.

Les conditions :

-La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$

-On pose l'hypothèse nulle H_0 : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F .

Pour que $P = F$ soit vérifier il faut que : « χ^2 calculé $<$ χ^2 théorique »

Le tableau II.6 représente les paramètres de test khi2

Tableau II.6: Les paramètres de test Khi2.

Loi d'ajustement	Nombre de class	Degré de liberté Y	p	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation	H0
GUMBEL	9	6	0.8494	2.67	4.7	χ^2 calculé < χ^2 théorique	Condition vérifier
GALTON	9	6	0.8088	3	4.6	χ^2 calculé < χ^2 théorique	Condition vérifier
GEV	9	5	0.5983	3.67	3.8	χ^2 calculé < χ^2 théorique	Condition vérifier

Le test de khi2 nous a prouvé que notre série s'ajuste avec les trois (loi de Gumbel, log normal, GEV).

c- Choix de la loi :

Le test de khi2 nous a montré que la série s'ajuste avec les trois lois, mais vue que le critère graphique nous a montré que la loi de log normal donne un bon ajustement par rapport aux autres lois, on doit passer au calcul de deux critères d'information : critère d'Akaike « AIC » et un critère Bayésien « BIC », ces deux derniers vont être calculé automatiquement sur Hyfran.

La loi qui a les plus petites valeurs de critères (AIC, BIC) représente la loi la plus favorable d'ajustement.

Le tableau suivant présente la comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Critères de comparaison des lois

Tableau résumé : $T = 10$

Taille de l'échantillon : 54

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi x)	BIC	AIC
Lognormale (Maximum de vraisemblance)	2	94.513	33.33	61.08	498.733	494.755
Gumbel (Méthode des moments)	2	95.125	33.33	30.81	500.102	496.124
GEV (Maximum de vraisemblance)	3	94.165	33.33	8.11	502.770	496.803

P(Mi) : probabilité A priori - P(Mi | x) : probabilité A. postérieure (Méthode de Schwarz) - BIC : critères d'information Bayésien - AIC : critères d'information Akaike

Moyenne pondérée par la probabilité A. postérieure des quantiles : 94.6734

OK Impression

Figure II.5: tableau de comparaison entre les trois lois GUMBEL, GALTON et GEV selon AIC et BIC à l'aide du logiciel Hyfran.

Pour une marge de sécurité bonne on considère que la série s'ajuste mieux avec la loi log normal.

II.5.2.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans cette partie on va déterminer les pluies de courte durée ainsi leurs intensités on se basant sur les résultats obtenues par l'ajustement par la loi log normal.

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

$$j, \% = i, \%(_) \quad (II.15)$$

Avec :

- $j, \%$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$).
- $i, \%$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH $b = 0,38$.

Et pour le calcul de l'intensité on utilise la formule de MONTARI :

$$It, p\% = \frac{Pt, p\%}{t} \dots \dots \dots (II.16)$$

Avec :

-It,p% : l'intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (mm/h).

-Pt,p% : pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).

-t : durée de l'averse (h).

Dans les projets d'assainissement, pour l'estimation des débits pluviaux on s'intéresse à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15$ min ou 0,25 heure, et une période de retour $T = 10$ ans. Cette approche est adoptée pour des raisons technicoéconomiques et de sécurité.

D'après la loi de log normal on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (I) qui est tout simplement un débit spécifique.

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de la pluie et l'intensité de courte durée

Tableau II.7: Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

T (ans)	5		10		20		50		100	
Xt	78.8		94.5		110		130		145	
t (h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0.1	9.81	98.1	11.77	117.7	13.71	137.1	16.2	162	18.07	180.7
0.2	12.78	63.9	15.32	76.6	17.84	89.2	21.08	105.4	23.51	117.55
0.25	13.91	55.64	16.68	66.72	19.41	77.64	22.94	91.76	25.6	102.4
0.5	18.1	63.2	21.71	43.42	25.27	50.54	29.86	59.72	33.3	66.6

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau (II-7), on a :

$$It_{10, (15min)} = 66.72 \text{ mm/h.}$$

Et donc :

$$I_{t_{10}, (15\text{min})} = 66.72 * \frac{10000}{60} = 185.33 \text{ l/s/ha}$$

Avec :

- - : est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Conclusion :

En conclusion, ce chapitre est nous a permet de trouver l'intensité pluviale moyenne maximale qui égale à **185 (l/s/ha)** à l'aide de l'ajustement de la série pluviométrique par la loi log normale (GALTON), qui n'est qu'un débit spécifique pour une durée de quinze minutes et une période de retour de 10 ans, dont on aura besoin pour estimer les débits pluviaux.

Chapitre III

Diagnostic du système d'assainissement existant

*Chapitre III :***Diagnostic du système d'assainissement existant****Introduction :**

Le diagnostic est un ensemble d'étapes faites pour réhabiliter et améliorer le fonctionnement de réseau d'assainissement.

Après des années de fonctionnement le réseau d'assainissement commence à avoir des problèmes à cause de plusieurs anomalies.

Le mauvais fonctionnement de réseau est dû aux plusieurs causes on cite les causes suivantes :

- le mauvais compactage de remblai entraine des vides autour les collecteurs.
- Obturation des collecteurs par des corps étrangers.
- le dépôt de la matière organique dans le fond de la conduite.
- Dû à une discontinuité du contact entre l'extérieur du tuyau et du sol environnant.
- l'accumulation de matière organique après l'orage dans la bouche d'égout et les regards.
- Décollage d'enduit.
- La présence des eaux parasites à causes des infiltrations.
- l'absence de contrôle

Dans notre cas nous avons noté :

- Etat dégradé de certaines dalles tampons des regards.
- Regards de visite est enterrée et couverte d'asphalte.
- Dépôts sur le radier.

II.1 Objectif de l'étude du diagnostic :

L'étude de diagnostic nous permet de :

- Améliorer le rendement de réseau.
- Juger l'état physique et hydraulique de réseau.
- Assurer une bonne gestion et entretien futur.
- Prolonger la durée de vie des canalisations.

II.2 Phases principales d'une étude de diagnostic :

Pour réaliser une étude de diagnostic il faut suivre les étapes suivantes :

II.2.1 Recueil et exploitation des données :

Il faut faire la collecte de toutes les informations relatives au réseau actuel.

Les données nécessaires sont :

a- Les données relatives à chaque sous bassin :

Nombre d'habitants et leur consommation en eau potable.

La surface totale drainées et leur caractéristique : intensité de pluie, pente.

b- Les données relatives au réseau et ces ouvrages annexes :

(Collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, bassin de retenue)

c- données relatives au traitement :

Bilans de traitement.

Etat de fonctionnement de l'ouvrage de traitement.

d- Les données relatives au milieu récepteur :

Qualité actuelle

II.2.2 Le pré-diagnostic :

Dans cette étape il est essentiel de faire un examen pour le réseau ainsi les ouvrages annexes pour savoir les travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau.

II.2.3 Reconnaissance approfondie :

Cette étape permet de faire une reconnaissance détaillée et approfondie des réseaux et des ouvrages annexes ce qui permet de :

-Quantifier les fuites de pollution dans les milieux récepteurs.

-Détecter les apports des eaux parasites.

II.2.4 Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires :

Elle consiste à délimiter les surfaces élémentaires et déterminer les zones d'occupation des sols homogènes pour permettre de localiser les tronçons suspects, des « points noirs », débordements.

II.2.5 Conception de la nouvelle structure d'assainissement :

Dans cette étape commence la réhabilitation du réseau, elle comprend aussi les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire.

II.2.6 Conclusion et permanence du processus d'étude :

En résumé, le processus de diagnostic pris en considération la situation actuelle de réseau, et étudier précisément le fonctionnement et le dysfonctionnement de réseau pour pouvoir trouver une solution afin d'améliorer et augmenter le rendement du réseau.

II.3 Présentation du réseau d'assainissement en place :

Les missions de reconnaissance, qui ont été effectuées sur le site en collaboration avec les agents de gestion de l'agglomération d'OULED SLAMA, nous ont permis de faire les observations suivantes :

-La commune d'OULED SLAMA est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire (évacuent dans les mêmes canalisations, les eaux usées domestiques et les eaux pluviales provenant des toitures),et totalement gravitaire.

-l'écoulement des eaux dans les collecteurs principaux devient très difficile à cause de présence de dépôts de la matière organique.

-Le rejet de ces eaux usées se fait actuellement dans la STEP de LABAAZIZ.

II.4 Diagnostic du réseau d'assainissement de la commune d'OULED SLAMA:

Cette phase consiste à établir un diagnostic complet précisant l'analyse de fonctionnement du réseau et l'établissement des différents dysfonctionnements et points" noirs".

II.4.1 Etat physique du réseau:

Suite à notre visite effectué sur site, nous avons pu constater que :

Le réseau d'assainissement de la commune d'OULED SLAMA est très vétuste, le manque d'entretien provoque sa dégradation progressive avec le temps.

1-la qualité de composantes utilisées est médiocre.

2-Le réseau actuel est très mal entretenu, les observations enregistrées lors des visites sont les suivantes :

- Rétrécissement de sections internes de certains tronçons.
- L'inexistence des déversoirs d'orage pour l'évacuation des eaux pluviales.
- Envasement et dépôt dans les regards de visite et/ ou collecteurs.
- Certaines constructions sont réalisées sur les collecteurs.
- Etat dégradé de certaines dalles tampons des regards.
- Branchements d'eau usée non fonctionnels et/ou obstrués.

- Une grande partie des regards de visite est enterrée.
- Le manque d'aération des regards engendre la fermentation et la provocation de gaz toxiques.
- Tassement influant sur le profil en long de l'ouvrage.
- Glissement de terrain et effondrement dû aux vides.
- Perte d'étanchéité, permettant des échanges entre canalisation et terrain encaissant. Le phénomène peut alors s'auto-amplifier.
- L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel,
- Les risques engendrés par la proximité des systèmes racinaires des arbres
- Défauts d'assemblage (Joints défectueux).
- Des branchements individuels non-conformité.
- Les cassures.
- Dépôts sur le radier (sables, résidus de béton).
- Dépôt à hauteur du fil d'eau (des graisses).
- Variations de pentes matérialisées par la stagnation de l'eau.
- Le collecteur de décharge au niveau de DVO est totalement obstrué par les déchets.

Et voici quelque photos lors de visite de chantier



Figure III.1: Détection des regards



Figure III.2: Inspection détaillée des regards



Figure III.3: Etat des regards

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons procédé au recensement de toutes les anomalies quelles soient physique ou hydrauliques qui ont entravé le bon fonctionnement du système existant. Les anomalies physiques les plus rencontrées résident dans les cassures, fissurations et fréquemment des déboitements suite aux affaissements du terrain. Par ailleurs, il a été constaté des dysfonctionnements liés au sens hydraulique (sous dimensionnement, érosions liées, et la non compatibilité des déversoirs d'orage.),

nous notons également que ce système existant ne répond pas aux besoins de rejet des effluents de l'agglomération notamment en période de fortes pluies. Par conséquent, nous avons jugé utile de rénover ce système pour l'horizon futur.

Chapitre IV
Calcul de base

Chapitre 4 : Calcul de base

Introduction :

Dans un projet d'assainissement, la détermination des caractéristiques et la méthodologie à suivre sont très essentiels, pour avoir de bons résultats.

Le calcul de base pour un horizon de calcul donné est considéré parmi les phases essentielles dans l'élaboration d'un projet d'assainissement, pour pouvoir estimer les débits à évacuer mais on prenant en considération le nombre d'habitant ; la surface et leurs coefficients ; les pentes ; le système d'évacuation ainsi que le schéma.

IV.1 Situation démographique :

Avant de faire le dimensionnement de réseau d'assainissement pour notre agglomération, il faut connaître tous les paramètres qui influent sur notre dimensionnement, et parmi ces paramètres le nombre d'habitant actuel et futur et ceci nécessite la connaissance de taux d'accroissement .il existe plusieurs méthode pour connaître l'évolution de population parmi lesquelles on a :

Le nombre d'habitants à l'horizon de notre projet est donné selon la formule suivante :

$$= (+) \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

-**T** : Le taux d'accroissement de la population considérée

-**P₀** : population de référence

-**P_t** : population à l'horizon futur.

-**n** : C'est la différence en années entre l'année de référence et l'année de l'horizon de calcul.

A partir de la population actuelle qui est de 10949 hab et tenant compte du taux d'accroissement sus indiqué le nombre d'habitants à l'horizon de calcul sera de 23034 hab.

IV.2 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement rencontrés:

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation soit :

- 1-Le système séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.
- 2-Le système combiné ou unitaire.
- 3-Le système pseudo-séparatif.

IV.2.1 Système unitaire :

C'est un système qui assure le transport des eaux usées et les eaux pluviales dans la même canalisation. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Les avantages :

- Moins coûteux à construire
- Simplicité d'entretien et de gestion
- Effet autonettoyant.
- Gain d'espace en milieu urbain.
- Adapté aux anciennes villes.
- Pas de risque d'inversion de branchement.

Les inconvénients :

- Risque de débordement en cas de fortes pluies.
- Surcharge de la station d'épuration.
- Débit à la station d'épuration très variable.
- Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.

IV.2.2 Système séparatif :

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielles dans une seule conduite, et les eaux pluviales dans une autre. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.

Les avantages :

- Pas de surcharge de la station d'épuration.
- Meilleure protection de l'environnement.
- Possibilité de valorisation des eaux pluviales.
- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.

Les inconvénients :

- Coût de construction élevé.
- Entretien plus complexe.
- encombrement important du sous-sol.
- risque important d'erreur de branchement.

IV.2.3 Système pseudo- séparatif :

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrage pluviaux .il repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espaces privés avec celle des eaux usées.

Les avantages :

- Moins coûteux qu'une séparation complète.
- Allègement partiel des stations d'épuration.
- Problème de faux branchements éliminé.

Les inconvénients :

- Fonctionnement de la station d'épuration perturbé.
- Charge polluante variable en qualité et en quantité.

Source : cours d'assainissement ENSH

IV.3 Choix du système d'évacuation :

Le choix est en fonction de plusieurs facteurs on cite :

- la topographie et le relief du terrain.
- l'intensité de région.
- La nature du milieu récepteur.
- L'encombrement du sous-sol et la largeur des routes.
- le cout.

Constatation :

Selon la structure de la dite agglomération, l'étroitesse des chaussées et l'emplacement du VRD futur, le système à projeter est de **type unitaire** vu son économie.

IV.4 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction de système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas.

IV.4.1 Schéma perpendiculaire :

Ce type de schéma ou l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau, ce type de schéma ne permet pas l'évacuation des eaux vers un point unique d'épuration rendant celle-ci difficile. Il est donc utilisable seulement pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs ; par contre il permet un tracé très économique avec des sections réduites. Suivant la disposition des collecteurs on distingue :

- Le schéma perpendiculaire étagé.
- Le schéma perpendiculaire simple.

IV.4.2 Schéma par déplacement latéral :

Ce type de schéma est préconisé lorsqu'une épuration est nécessaire, les eaux usées sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Il nécessite l'installation d'une station de relevage pour régler les problèmes de défaut de pente.

IV.4.3 Schéma de collecteur par zones étagées :

Ce type de schéma est une multiplication des collecteurs longitudinaux. Le collecteur du haut permet de décharger le collecteur du bas des apports en provenance des bassins dominants de la vallée située en amont de l'agglomération pour ne pas trop charger le réseau.

IV.4.4 Schéma radial :

Ce type de schéma est préconisé en terrain plat ou si le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, nous pouvons relever l'effluent ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent d'affecter artificiellement la pente suffisante aux canalisations pour le transit vers le point de rejet, STEP ou cours d'eau récepteur, vu les problèmes enregistrés, ce schéma est à exclure

IV.4.5 Schéma à collecte transversale oblique :

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

IV.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

a- Les conditions techniques et locales du lieu :

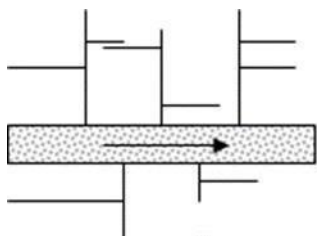
- Système existant.
- La topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.

b- Les conditions économiques :

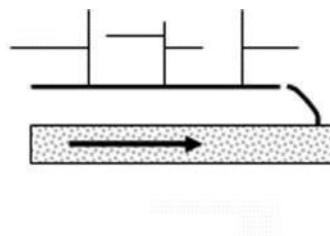
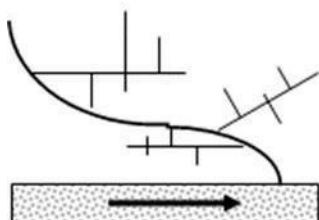
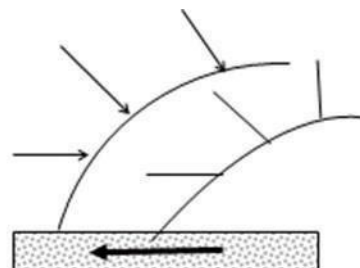
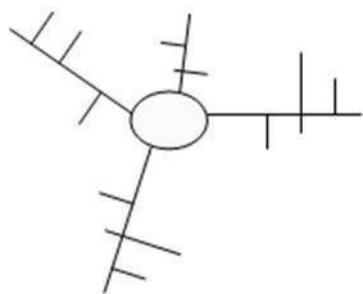
- Le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

c- Les conditions d'environnement :

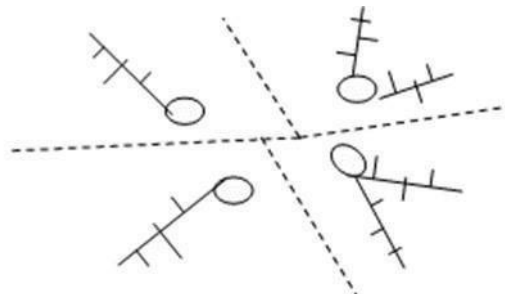
- Nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.



A- Schéma perpendiculaire.

B- Schéma par déplacement latéral
Ou à collecteur latéralC-Schéma à collecteur transversal
ou oblique.D-Schéma par zone étagée ou par
Interception

E-Schéma radial unique.



F- Schéma radial par zone.

Figure IV.1: Schémas des types de réseaux

Constatation :

Selon les figures des schémas ci-dessus, nous avons opté pour le schéma latéral suivant la

Pente et l'emplacement de l'exutoire.

IV.6 Choix du découpage des surfaces élémentaires :

Le découpage de la surface en surfaces élémentaires dépend de plusieurs paramètres sont :

- Le plan de masse.
- Les limites naturelles.
- La nature de sol pour une bonne estimation de coefficient de ruissellement.
- Selon la géologie.
- La répartition des habitants.
- Les routes et voiries existantes.

Remarque :

Pour notre agglomération, le découpage des surfaces élémentaires a été effectué par rapport aux limites naturelles (routes, natures des surfaces). Afin d'obtenir une bonne estimation du coefficient de ruissellement, nous avons intérêt à obtenir un découpage réduit des surfaces élémentaires.

IV.7 Principe du tracé du réseau :

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

- L'emplacement des cours d'eau et talweg.
- Les conditions et les points de de rejet « oued, STEP, exutoire »
- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.
- La répartition des habitants.
- Le plan de voirie.

Dans notre cas, le tracé du réseau est tributaire de la pente et de l'existence des voiries.

IV.8 Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport entre le volume tombé sur le volume ruisselé sur une surface donnée, ce dernier peut varier le débit pluvial de cette raison il est nécessaire de calculer ce coefficient, mais avant il faut découper la surface totale en surfaces élémentaire pour minimiser l'erreur, car la nature de sol varie d'une zone à une autre.

La valeur de coefficient de ruissellement varie en fonction de plusieurs facteurs sont :

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

IV.8.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :

Tableau IV.1 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

(Source : Water Environnement Fédération, 1970)

IV. 8.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population:

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

Tableau IV.2 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

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

(Source : Water Environnement Fédération, 1970)

IV.8.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnée	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

(Source : Guerre et Gomella, 1986)

IV.8.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

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

(Source : Guerre et Gomella, 1986)

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction la nature des surfaces drainées et en fonction de la catégorie d'urbanisation.

IV.9 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

A partir des coefficients élémentaires et par une surface A dont on découpe en n zones

($A_1, A_2, \dots, A_n$) auxquelles on affecte les coefficients élémentaires ($C_1, C_2, \dots, C_n$).

A_i et C_i désignent respectivement les aires et les coefficients de ruissellement pondéré des zones qui leur correspondent (SALAH Boualem, 2014).

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$Crp = \frac{Cr_i \cdot A_i}{A} \quad (IV.2)$$

Avec :

-**A_i** : Surface élémentaire en ha

-**A** : Surface totale

-**Cr_p** : Coefficient de ruissellement pondéré.

-**Cr_i** : Coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement pondéré des sous bassins sont reportés dans le tableau **IV.5**.

Tableau IV.5 : Calcul du coefficient de ruissellement pondéré de sous bassins.

Surface Elémentaire	Aire	A1	CrTn	A2	CrZg	Crp
1	10,55	1.98	0.6	8.57	0.8	0.76
2	4,37	1,39	0.6	2.98	0.8	0.74
3	6,4	1,64	0.6	4.76	0.8	0.75
4	8,3	2,1	0.6	6.2	0.8	0.75
5	10,22	1,03	0.6	9.19	0.8	0.78
6	16,7	1,35	0.6	15.35	0.8	0.79
7	3,9	1,01	0.6	2.89	0.8	0.75
8	13,7	1,62	0.6	12.08	0.8	0.77
9	10,57	0,91	0.6	9.66	0.8	0.78
10	18,3	2,2	0.6	16.1	0.8	0.78
total	103,01					0.77

Avec :

-**A1** : surface élémentaire de terrain naturel (peut être godronnée ou urbanisée au futur).

-**CrTn** : coefficient de ruissellement pour le terrain naturel.

-**A2** : surface élémentaire des zones goudronnées (équipement, habitation Individuelle et habitation collective.

-**CrZg** : coefficient de ruissellement pour les zones goudronnées.

-**Crp** : coefficient de ruissellement pondéré.

IV.10 Calcul de la population de chaque surface élémentaire :

On suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer le nombre d'habitants :

- On estime le coefficient de ruissellement.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On calcule la densité partielle de chaque surface élémentaire.
- On déduit le nombre d'habitants de chaque surface élémentaire.

IV.10.1 Calcul de la densité partielle :

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

$$Di = \frac{Cri * P}{Crp * A} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

- Di** : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).
- Crp** : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- Cri** : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- P** : Population globale à l'horizon de calcul.
- A** : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

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

$$Pi = Di * Ai \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- Pi** : Population partielle du sou bassin considéré.
- Ai** : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des sous bassins sont reportés dans le tableau

IV.6.

Tableau IV.6 : Calcul du nombre d'habitants des sous bassins.

Surface Elémentaire	Aire (ha)	Coefficient de ruissellement pondéré (Crpi)	Ai.Crpi	Densité Partielle Di (hab/ha)	Nombre d'habitants
1	10,55	0,76	8,018	197,23	2081
2	4,37	0,74	3,2338	192,04	839
3	6,4	0,75	4,8	194,63	1246
4	8,3	0,75	6,225	194,63	1615
5	10,22	0,78	7,9716	202,42	2069
6	16,7	0,79	16,116	205,01	4182
7	3,9	0,75	2,925	194,63	760
8	13,7	0,77	10,549	199,82	2738
9	10,57	0,78	8,2446	202,42	2140
10	18,3	0,78	20,67	202,42	5364
Total	103,01				23034

Conclusion :

Dans ce chapitre, pour notre agglomération nous avons choisi :

-Le système d'assainissement est **unitaire**.

-Le schéma d'évacuation adopté est **latéral**.

-L'horizon d'étude fixé est de **30 ans (an de 2055)** avec nombre d'habitant est de **23034 habitants**.

-Le découpage de la surface en surfaces élémentaires nous a donné **10 surfaces élémentaires**, ce chapitre nous a permis de déterminer le coefficient de ruissèlement ainsi la densité de chaque sous bassin, qui facilite le calcul de différents débits à évacuer dans le prochain chapitre.

Chapitre V

Evaluation des débits à évacuer

*Chapitre V :***Evaluation des débits à évacuer****Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons calculer les débits d'évacuation de notre agglomération, qui nous permettent de faire le dimensionnement des ouvrages qui composent le système d'évacuation et le calcul hydraulique.

V.1 Estimation des débits d'eaux usées :**V.1.1 Généralités :**

L'estimation des débits est essentielle pour savoir la quantité et la qualité des eaux rejetées, car ces eaux sont chargées et nocives pour la santé, donc le rejet de ces dernières doit être éloigné de l'agglomération d'une part pour la santé des habitants et d'autre part pour la propreté de l'environnement.

V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer :

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

- a) - Les eaux usées d'origine domestique
- b) - Les eaux usées des services publics
- c) - les eaux usées d'équipements
- d) - les eaux usées d'origine industrielle

A /Les eaux usées d'origine domestique :

Elles représentent le rejet de l'usage domestique de l'eau. Elles se divisent en eaux ménagères chargées de détergents, solvants et graisses organiques (cuisine, salle de bain) et en eaux vannes (rejets WC) chargées en matières organiques azotées et de germes fécaux.

Quantité à évacuer :

Elle dépend des normes de consommation en eaux potables et qui dépend de :

1/ L'évaluation de la consommation actuelle : Ou les facteurs suivants interviennent

- Dotation en eau potable.
- Types d'habitat et leur degré de confort.
- Conditions climatiques

2 / Prise en compte des eaux publiques et industrielles.

B / Eaux des services publics:

Ce sont les eaux de lavage de rues/marchés, des espaces publics recueillis généralement par les ouvrages de collecte des eaux pluviales sauf dans un système d'évacuation unitaire. Ils sont collectés avec les eaux usées dans un même collecteur.

C / Eaux usées industrielles :

Les eaux industrielles sont les eaux utilisées dans les processus de production, de transformation ou de nettoyage au sein d'installations industrielles, artisanales ou commerciales. Elles peuvent contenir des matières organiques azotées ou phosphorées, de ce fait ces eaux doivent répondre aux conditions suivantes :

- Ne doivent pas contenir des matières toxiques ou corrosives.
- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°.

D / Eaux usées des équipements :

L'estimation se fait sur la dotation requise pour chaque activité sur la base de nombre de personnes qui fréquentent le lieu.

E / Les eaux parasites :

Les eaux parasites sont des eaux qui s'infiltreront dans le réseau d'assainissement.

Elles doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées. Il est préconisé de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Remarque :

Notre projet ne contient pas d'industries. Les eaux usées collectées seront de provenance domestique et publique.

V.1.3 Consommation en eau potable :

La dotation en eau potable donnée par DRE BLIDA est de 150L/j/ha.

V.1.4 Estimation des débits d'eaux usées :**V.1.4.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques :**

Nous considérons le taux de rejet des eaux usées domestique dans le réseau est de 80%.

V.1.4.2 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moyj} = \frac{K_r * D * N}{86400} \text{ (L/s)} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

Q_{moyj} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

K_r : Coefficient de rejet, on estime que 80% du débit moyen journalier de l'eau potable consommée est rejetée.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à 150 l/j / hab.

N : Nombre d'habitants total

Remarque :

Dans l'hypothèse d'un taux de raccordement de 100%.

V.1.4.3 Evaluation du débit de pointe :

Le débit de pointe désigne le débit le plus élevé durant la journée dans l'heure dite de pointe observé ou estimé dans un réseau d'assainissement.

Le débit de pointe est calculé par la formule suivante ;

$$Q_{pte} = K_p * Q_{moyj} \text{ (L/s)} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de pointe parmi lesquelles on cite :

1/ La Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau :

- $K_p=3$ en tête du réseau.

- $K_p=2$ à proximité de l'exutoire.

2/Le coefficient de pointe est estimé de façon moyen :

- $K_p= 24/14$.

- $K_p=24/10$.

3/Calcul à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1 + \frac{1.49}{\sqrt{Q_{moyj}}} \text{ Si } Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ L/s} \dots \dots \dots (V.3)$$

- $K_p = 3$ Si $Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$.

Remarque :

Dans notre étude nous allons calculer le coefficient de pointe par la troisième méthode et avec l'équation citée en (V.3).

Les débits des eaux usées des équipements et les débits des eaux usées de pointe et le débit d'infiltration sont respectivement illustrés dans le tableau V.1 et le tableau V.2 et le tableau V.3.

Tableau V.1 : Détermination des débits des eaux usées des équipements.

SE	Equipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (L/j/unite)	Q _{moycons} (L/s)	Q _{moyrej} (L/s)	Q _{moyeqT} (L/s)
1	Jardin	m ²	1800	10	0,21	0,17	0.507
	Stade	m ²	1200	30	0,42	0,33	
	Gendarmerie	Agent	50	15	0,009	0,007	
2	Primaire	élève	450	15	0,08	0,0625	0.0625
3	Primaire	élève	300	15	0,05	0,04	0.088
	Mosquée	Fidèle	250	5	0,01	0,008	
	Centre de santé	Lit	80	50	0,05	0,04	
4	CEM	élève	500	15	0,09	0,07	0.2
	Hôtel	Lit	120	150	0,06	0,04	
	Jardin	m ²	1000	10	0,12	0,09	
5	Lycée	élève	450	15	0,08	0,0625	0.0905
	Maison de jeune	Jeune	200	15	0,03	0,028	
6	Centre de culture	Personne	60	15	0,01	0,008	0.029
	APC	Fonctionnaire	30	15	0,005	0,004	
	Bibliothèque	Personne	120	15	0,021	0,017	
7	CEM	élève	400	15	0,07	0,06	0.06
8	Crèche	élève	80	10	0,009	0,007	0.057
	Mosquée	Fidèle	1000	5	0,06	0,05	
9	Bureau de poste	Fonctionnaire	20	15	0,003	0,003	0.043
	Marché	m ²	800	5	0,05	0,04	
10	Primaire	élève	260	15	0,045	0,036	0.199
	Lycée	élève	400	15	0,07	0,06	
	Daïra	Fonctionnaire	25	15	0,004	0,003	
	Hôpital	Lit	100	200	0,2	0,1	

Remarque :

Les valeurs de dotation sont tirées de cours de 4^{ème} année d'AEP.

Signification des colonnes :

-**Q_{moycon}** : Le débit consommé en (L/s).

-**Q_{moyreji}** : Le débit d'eau usée rejetée par un équipement en (L/s).

-**Q_{moyeqT}** : Le débit d'eau usée total rejetée par l'ensemble des équipements dans une surface élémentaire en (L/s).

Tableau V.2 : Détermination des débits des eaux usées de pointes.

Surface Elémentaire	Aire (ha)	Nombre d'habitant	$Q_{\text{cons}}(\text{L/s})$	$Q_{\text{rej}}(\text{L/s})$	K_p	$Q_{\text{pte}}(\text{L/s})$
1	10,55	2081	3,61	2,9	2.97	8,61
2	4,37	839	1,46	1,17	3	3,51
3	6,4	1246	2,16	1,73	3	5,19
4	8,3	1615	2,80	2,24	3	6,72
5	10,22	2069	3,6	2,87	2.98	8,55
6	16,7	4182	7,26	5,81	2.54	14,76
7	3,9	760	1,32	1,06	3	3,18
8	13,7	2738	4,75	3,80	2.78	10,56
9	10,57	2140	3,72	2,97	2.95	8,76
10	18,3	5364	9,31	7,45	2.42	18,03

Signification des colonnes :

- Q_{cons} : Le débit consommé par les habitants en (L/s).

- Q_{rej} : Le débit d'eau usée rejetée par les habitants en (L/s).

- K_p : coefficient de pointe.

- Q_{pte} : débit de pointe en (L/s).

Remarque :

Le débit d'infiltration est pris 0.15 L/s par hectare et les résultats obtenues sont :

Tableau V.3 : Détermination des débits d'infiltration.

Surface Elémentaire	Aire (ha)	$Q_{\text{inf}}(\text{L/s})$
1	10,55	1,5825
2	4,37	0,6555
3	6,4	0,96
4	8,3	1,245
5	10,22	1,533
6	16,7	2,51
7	3,9	0,585
8	13,7	2,055
9	10,57	1,5855
10	18,3	2,75

Et donc le débit d'eau usée total (domestique +services publiques +infiltration) est projeté sur le tableau V.4.

Tableau V.4 : Détermination des débits d'eau usée total de chaque surface élémentaire.

Surface Elémentaire	Q _{pte} (L/s)	Q _{moyeqT} (L/s)	Q _{inf} (L/s)	Q _{usée} (L/s)	Q _{usée} (m ³ /s)
1	8,61	0,507	1,5825	10,7	0,0107
2	3,51	0,0625	0,6555	4,23	0,00423
3	5,19	0,088	0,96	6,24	0,00624
4	6,72	0,2	1,245	8,17	0,00817
5	8,55	0,0905	1,533	10,17	0,01017
6	14,76	0,029	3,06	17,85	0,01017
7	3,18	0,06	0,585	3,83	0,00383
8	10,56	0,057	2,055	12,67	0,01267
9	8,76	0,043	1,5855	10,39	0,01039
10	18,03	0,199	3,975	22,20	0,0222

Signification des colonnes :

-Q_{pte} : Le débit de pointe en (L/s).

-Q_{moyeqT} : Le débit d'eau usée total rejetée par l'ensemble des équipements dans une surface élémentaire en (L/s).

-Q_{inf} : Le débit d'infiltration en (L/s).

-Q_{usée} : le débit d'eau usée.

V.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

La détermination de ce débit est essentielle pour éviter l'inondation, car nous avons choisi le système unitaire, c'est-à-dire que les eaux pluviales vont se collecter avec les eaux usées dans la même canalisation.

Il existe plusieurs méthodes pour estimer le débit pluvial, mais parmi les formules les plus utilisés on a :

1-La méthode rationnelle.

2-La méthode superficielle.

V.2.1 Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones.

Le résultat est encore plus fiable pour des aires plus faibles vu la meilleure estimation du coefficient du ruissellement dans ces cas-là, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

La méthode est définie sous la forme :

$$= \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

-**Q** : Débit maximum de ruissellement.

-**A** : Superficie de l'aire à drainer (ha).

-**Cr** : 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.

V.2.1.1 Hypothèses de La méthode rationnelle :

-Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre

- L'intensité de l'averse est informe dans le temps et dans l'espace sur l'ensemble de la superficie à drainer.

- Les surfaces élémentaires de forme remarquable ayant de préférence la même nature de surface.

- Le débit de pointe est observé à l'exutoire si la durée de chute est supérieure au temps de concentration de la superficie.

- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale (**SALAH**

Boualem ,2014).

V.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

L'utilisation de cette méthode repose sur la bonne estimation du coefficient réducteur "alpha". Donc le choix de surface limitée inférieures à 10 ha nous donne de bonnes estimations vu le fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi cette méthode est beaucoup plus fiable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas

30 minutes (**SALAH Boualem ,2014).**

V.2.1.3 Temps de concentration :

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

Le temps de concentration t_c est donné par :

$$= \quad + \quad + \quad \dots\dots\dots(V-5)$$

Où :

- t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$T_1 = L / 60 V \dots\dots\dots(V-6)$$

Avec :

-L : parcours amont en égout (m).

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

- t₂ : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires, pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en général on prend :

$$T_2 = (2 \text{ à } 20 \text{ mn})$$

- t₃ : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels.

$$= \frac{\dots\dots\dots}{11\sqrt{I}} \quad (V-7)$$

Avec :

-L : longueur d'écoulement

-I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Trois cas peuvent être envisagés :

-Le bassin ne comporte pas de canalisation: t_c = t₃.

-Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: t_c = t₁ + t₃.

•Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation: t_c = t₁ + t₂.

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

$$= \dots\dots\dots \cdot \left(\frac{-}{\sqrt{I}} \right) \dots\dots\dots (V-8)$$

Où :

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

-I : Pente moyenne (m/m) (Régis BOURRIER ,1981).

Remarque :

Dans notre cas t_c = t₁ + t₂.

V.2.1.4 Coefficient réducteur α :

Coefficient minorateur déterminé d'après la répartition de la pluie et sa distribution dans l'espace. Nous supposons, vu le découpage en surfaces élémentaires très faibles que la répartition de la pluie dans chaque surface élémentaire est régulière et constante durant la chute de pluie (SALAH Boualem ,2014).

V.3 Calcul des débits pluviaux :

V.3.1 Evaluation le coefficient réducteur α :

Supposant un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur « X » de largeur moyenne « Y » drainé par un collecteur, à partir de tableau V.6 on détermine la valeur de α .

Pour $x = 1225,65\text{m}$; $Y = 980$; $\alpha = 0,72$

Tableau V.5 : Les valeurs du coefficient réducteur α .

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
$Y < x/2$	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
$Y > x/2$	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$Y < x/2$	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
$Y > x/2$	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

Les résultats de calcul des débits pluviaux des débits totaux sont reportés dans les tableaux tableau V.6 et tableau V.7.

Tableau V.6 : détermination de débit d'eau pluviale de chaque sous bassin.

SB	Aire (ha)	I (L/s/ha)	Cr	α	Qpluv(L/s)	Qpluv(m ³ /s)
1	10,55	185	0,76	0,72	1068	1,068
2	4,37	185	0,74	0,72	431	0,431
3	6,4	185	0,75	0,72	640	0,64
4	8,3	185	0,75	0,72	830	0,83
5	10,22	185	0,78	0,72	1062	1,062
6	16,7	185	0,79	0,72	1757	1,757
7	3,9	185	0,75	0,72	390	0,39
8	13,7	185	0,77	0,72	1406	1,406
9	10,57	185	0,78	0,72	1099	1,099
10	18,3	185	0,78	0,72	1901	1,901

Signification des colonnes :

-I : l'intensité en L/s/ha.

-Cr : coefficient de ruissellement.

- α :coefficient réducteur.

-Qpluv : débit pluviale.

Tableau V.7 : Evaluation des débits totaux.

Surface Elémentaire	Qusée (m3/s)	Qpluv (m3/s)	QTot (m3/s)
1	0,0107	1,068	1,0787
2	0,00423	0,431	0,43523
3	0,00624	0,64	0,64624
4	0,00817	0,83	0,83817
5	0,01017	1,062	1,07217
6	0,01785	1,757	1,78
7	0,00383	0,39	0,39383
8	0,01267	1,406	1,41867
9	0,01039	1,099	1,10939
10	0,0222	1,901	1,92

Conclusion :

A travers de ce chapitre nous avons déterminé les différents débits rejetés par l'agglomération ainsi le débit pluviale, ce qui va nous aider par la suite dans le dimensionnement des tronçons, nous constatons que le débit d'eau usée ne présente qu'une faible fraction devant le débit pluviale.

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

*Chapitre VI***Calcul hydraulique du réseau d'assainissement****Introduction :**

Après le calcul des différents débits, dans ce chapitre nous allons faire le calcul hydraulique des tronçons de notre réseau d'assainissement, qui nous permet le contrôle des paramètres hydrauliques suivants des conditions.

VI.1 Conception du réseau :

L'élaboration d'un réseau d'assainissement est la mise en œuvre de tous les composants qui forment les branches du réseau dans un schéma général.

Les collecteurs sont définis par leurs :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres.
- Pente.
- Leur joint et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes.

VI.2 Dimensionnement du réseau d'assainissement :**VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Dans le domaine de l'assainissement, l'écoulement est généralement gravitaire autant que possible, ce qui dépend de la topographie naturelle du terrain. De plus, cet écoulement doit se faire à une vitesse qui favorise l'auto-curage sans endommager les conduites.

La vitesse de l'auto-curage : étant donné que les eaux usées sont des eaux chargées, comportant du sable facilement décantable. Pour éviter ce phénomène, il est nécessaire d'avoir une vitesse d'écoulement qui répond aux critères suivants :

- Une vitesse minimale de 0.6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 315mm.

Si ces vitesses ne sont pas maintenues, on doit envisager des nettoyages automatiques ou des curages réguliers.

Contrairement aux préoccupations concernant le nettoyage autonome, l'objectif de prévenir l'usure des joints sur les tuyaux circulaires et leur revêtement intérieur nous amène à établir des restrictions maximales pour les pentes autorisées.

Ainsi, il n'est pas recommandé de franchir des vitesses avoisinant (5 à 6) m / s à pleine section.

VI.2.2 Formules d'écoulements :

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

$$Q = V * S \dots\dots\dots (VI-1)$$

Avec :

-S : Section mouillée (m²).

-V : Vitesse d'écoulement (m/s).

-Q : Débit (m³/s).

Dans le calcul de la vitesse est déterminée par formules qui ont été développés par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

VI.2.2.1 Formule de CHEZY :

$$V = C \sqrt{Rh * I} \dots\dots\dots (VI-2)$$

Avec :

-V : vitesse d'écoulement (m/s).

-I : Pente du collecteur (m/m).

-Rh : Rayon hydraulique (m).

-C : Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

VI.2.2.2 Formule de MANNING :

$$V = \frac{1.49}{n} * Rh^{2/3} * \sqrt{I} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Avec :

-**V**: vitesse d'écoulement.

- **α** : est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

-**n**: coefficient de MANNING il dépend des parois des conduites.

-**R_h** : Rayon hydraulique (m).

-**I** : Pente du collecteur (m/m).

VI.2.2.3 Formule de Manning-Strickler :

$$V = K * R h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \dots \dots \dots (VI-3)$$

Avec :

-**K** : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler ses valeurs représentées dans le tableau (voir l'annexe II).

$$K=1/n$$

Où :

- **n** : rugosité Coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

VI.2.3 Mode de calcul :

-L'écoulement est gravitaire et uniforme à surface libre.

-Superposition des points.

-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.

-La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

-Le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

Le procédé de calcul se fait comme suit :

- Donnant les débits évacuer et la pente (imposée dans le tracer) pour chaque point

- Le diamètre calculer est exprimer par :

$$= \left(\frac{3,2 * Q^3}{K * \sqrt{I}} \right)^{\frac{1}{4}} \dots \dots \dots (VI.5)$$

Avec :

D_{cal} en (m)

Q en (m³/s)

I en (m /m)

- Fixer le diamètre normalise de la conduite D_n .
- La vitesse à pleine section est calculée partir de l'équation (VI.6) pour un rayon hydraulique qui est donnée par la relation :

$$R_h = D_n / 4$$

Et donc :

$$V_{ps} = K * \left(\frac{D_n}{4} \right)^{-5} * I^{0.5} \quad \text{.....(VI.6)}$$

Avec :

- V_{ps} (m /s).

- D_n (m).

- I (m/m).

- Le débit à pleine section:

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi D_n^2}{4} \quad \text{.....(VI.7)}$$

Avec:

- Q_{ps} (m³/s)

- V_{ps} (m/s)

- D_n (mm)

On peut déterminer le débit à pleine section à partir l'abaque (voir l'annexe IV).

-Le rapport des débits:

$$= \frac{Q_{ps}}{Q} \quad \text{.....(VI.8)}$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'abaque (voir l'annexe III) des relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h ont été établies

-La vitesse d'écoulement :

$$V = R_v * V_{ps} \quad \text{.....(VI.9)}$$

Avec

- **R_v** : rapport des vitesses.

- La hauteur de remplissage :

$$H = R_h * D_n \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

-**R_h**: rapport des hauteurs.

VI.3 Les principes de tracé des collecteurs:

Les principes du tracé des collecteurs doivent être conformes en règles générales aux conditions suivantes:

- Choisir le tracé le plus court possible.
- Choisir le cheminement des voiries existantes, tout en évitant les virages.
- Éviter les contres pentes.

Les tableaux de l'annexe VI contiennent les résultats relatifs au dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales.

VI.4 Normes d'écoulement et d'implantation :

- Diamètre minimum de 315 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Pente minimum : 0,002m/m.
- Hauteur de recouvrement minimale de la canalisation : 80cm En dessous de cette valeur la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Regard de visite tous les 80m au maximum pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par camera, distance standard : 50 m.
- Regard à chaque changement de pente ou direction.
- Regard de chute en cas de forte pente pour régler la pente.
- Vitesse maximum entre 5m/s et 6m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux, sinon il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait le dimensionnement de nouveau réseau projeté de notre agglomération tout en respectons les conditions hydrauliques pour bien transporter les nouveaux débits. Nous avons envisagé des regards des chutes à cause de fortes pentes dans certains tronçons.

CHAPITRE VII :
Les éléments constitutifs du réseau d'égout

*Chapitre VII***Les éléments constitutifs du réseau d'égout****Introduction :**

Dans l'assainissement, les composants d'un réseau d'égout doivent garantir :

- L'évacuation adéquate et instantanée sans accumulation stagnante des eaux pluviales
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène optimales.

Dans le domaine de l'assainissement, nous avons :

1- Les ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, ou l'évacuation de ces derniers hors des agglomérations.

2- Les ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc).

VII.1 Les ouvrages principaux:

Les ouvrages principaux assurent l'évacuation des eaux usées jusqu'à les points de rejets, on trouve les conduites et les joints.

VII.1.1 Canalisations :

Ils existent plusieurs formes de canalisation, il y'a les canalisations circulaires qui sont caractérisés par leurs diamètres dit le diamètre nominales en mm, où bien la forme ovoïde qu'elle est caractérisé par leur hauteur exprimé en cm, ces canalisations sont préfabriquées en usine.

VII.1.1.1 Type de canalisations:

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

a) Conduites en béton non armé :

Les conduits en béton non armé sont produits de manière mécanique, garantissant ainsi une densité élevée du béton. La longueur utile ne devrait pas excéder 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. L'usage de tuyaux non armé pour des conduites accessibles n'est pas recommandé.

b) Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont produits de manière mécanique grâce à un processus garantissant une densité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les conduits possèdent deux ensembles d'armatures, le premier étant composé de barres rectilignes appelées génératrices, tandis que le second comprend des spires hélice continues avec un pas maximal régulier de 1,5 m. La longueur effective ne doit pas excéder 2m.

c) Conduites en amiante – ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de canalisation se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé (DERNOUNI, F, 2004).

d) Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre de conduite est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m (DERNOUNI, F, 2004).

e) Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose (SALAH Boualem ,2014).

VII.1.1.2 Choix du type de canalisation :

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

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

Remarque :

Dans notre projet nous avons choisi les canalisations en P.V.C et béton armé à cause des avantages que les présentes tel que : la résistance et l'étanchéité.

-Canalisation en P.V.C si : $D < 630 \text{ mm}$

-canalisation en béton armé si : $D \geq 630 \text{ mm}$

Quand diamètre est supérieur 800 mm il est préférable de remplacer conduite circulaire par l'ovoïdale pour plusieurs avantages:

-Terrain à forte pente pour éviter les frottements des parois de la conduite $\rightarrow H$ ne varie pas trop vite $\rightarrow$ vitesse constante.

-Terrain ou il y'a des dépôts (auto curage n'est pas réalisé).

-Terrain ou les agglomérations ont une variation brusque de débit « variation rapide ».

Mais il est difficile à poser a (problème d'inclinaison).

VII.1.1.3 Les joints:**VII.1.1.3.1 Les joints des conduites en béton armé:**

La sélection appropriée des assemblages est associée à la qualité du joint. Il dépend de la qualité des eaux et de leur compatibilité avec la stabilité du sol, ainsi que la nature des tuyaux et de leurs propriétés (diamètre, épaisseur).

On a plusieurs types de joints des tuyaux en béton armé :

a) Joint type Rocla :

Ce genre de joint garantit une étanchéité optimale pour les eaux transitoires et les eaux extérieures. Ce joint est utilisé pour tous les diamètres.

b) Joint à demi-emboîtement :

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

c) Joint à collet :

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

On a autres types de joint: Joint torique, Joint matière plastique.

VII.1.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Les conduits subissent des interventions tant de l'extérieur que de l'intérieur. Il est donc nécessaire de choisir ces conduites pour contrer les actions suivantes : les actions mécaniques, les actions statiques et les actions chimiques.

a) Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte des charges dues aux remblais et des autres actions extérieures sur les canalisations.

b) Actions statiques :

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

c) Actions chimiques :

Nous nous concentrons principalement sur les réactions qui se produisent à l'intérieur du tuyau. Une diminution du pH favorise la croissance des bactéries acidophiles qui, à leur tour, peuvent engendrer la création de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif, nocif pour les canalisations.

VII.1.1.5 Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant de procéder à l'installation des tuyaux, il est indispensable de réaliser certains tests, tels que l'essai de résistance à la compression, l'étanchéité et la corrosion sur nos conduites. Ces tests sont réalisés sur des tubes choisis aléatoirement, en examinant cinq unités par millier pour le test de résistance à l'écrasement, et dix unités par millier pour le test d'étanchéité.

a) Essai à l'écrasement :

Les constructions doivent être capables de supporter les charges permanentes des remblais d'un côté, et les surcharges dans les zones où les véhicules peuvent accéder de l'autre. Cela nous contraint à effectuer le test de l'écrasement.

Le test de résistance à l'écrasement est réalisé à l'aide d'une presse automatique qui consigne les efforts. Ces se distribuent de manière uniforme sur la génératrice supérieure du tube. La charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement. À une vitesse de 1000 daN/m par minute et par longueur. Cet essai sert à établir la charge de rupture.

b) 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. On procède comme suit :

-Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

-Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn

Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.

-Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

Cet essai doit se faire sur nos conduites à cause de la présence des eaux parasites (remontée de la nappe phréatique).

c) Essai de corrosion :

Les eaux ménagères évacuées par les canalisations en béton armé renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies. 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.

VII.2 Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes jouent un rôle crucial dans l'utilisation efficace des réseaux d'égouts. Ils sont nombreux et respectent une hiérarchie de fonctions très variées : fonction de collecte des effluents, d'ouvertures de fenêtres sur le réseau pour faciliter sa maintenance, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les excès dimensionnels et en permettant l'optimisation des coûts.

VII.2.1 Les branchements :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinées à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE).
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public (STPM CHIALI, 2005).

Un exemple d'un branchement simple présenté dans la figure VII.1 suivante :

VII.2.2 Les caniveaux :

Les caniveaux ont pour fonction de collecter les eaux de pluie qui ruissellent sur la surface transversale de la route et des trottoirs, puis de transporter ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

VII.2.3 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux de surface (Pluviale et de lavage des chaussées).

Elles sont généralement disposées soit aux points bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- le mode de recueil des eaux : bouches à axés latéral et bouches à accès sur le dessus;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation (STPM CHIALI, 2005).

VII.2.4 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 regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important. - Regard double : pour un système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous
- Regard de chute : à forte pente

La distance entre deux regards est variable :

-35 à 50 m en terrain accidenté.

-50 à 80 m en terrain plat.

Emplacement des regards:

Les regards doivent être installés sur les canalisations :

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

Remarque:

Pour notre agglomération on utilisera des regards de chute à cause des fortes pentes de notre terrain et des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages

VII.2.5 Les Déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval et d'éviter les débordements. Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

VII.2.5.1 Emplacement des déversoirs d'orage :

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

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchées d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement (SALAH Boualem ,2014).

Les conditions hydrauliques en amont :

- La pente.
- Le débit.
- Type d'écoulement.
- Le diamètre.
- La grille.
- La vitesse.

Les conditions hydrauliques en aval :

- La pente.
- Le débit.
- Type d'écoulement.
- Le diamètre.

VII.2.5.2 Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir :

a) Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

b) Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :

Ce type de déversoir diffère du précédant essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

c) Déversoir d'orage a ouverture du fond :

Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphonides.
- Les déversoirs automatiques (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

VII.2.5.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par les caniveaux ou par les conduites.

VII.2.5.3.1 Mode de calcul :

On a :

-Le débit total est égal à la somme de débit à temps sec (Q_{us}) et le débit pluvial (Q_p) :

$$Q_T = Q_{us} + Q_p$$

-Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{STEP} = 2 * Q_{us}$$

-Le déversé à l'exutoire :

$$Q_{dev} = Q_T - Q_{step}$$

On détermine la valeur de la lame déversée (hr)

- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Dimensionnement du DEVERSOIR 1 : déversoir type latéral à seuil bas pour décharger le collecteur (98-99) vers un bassin de rétention.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1500 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 5,91 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la l'aval : $Q = 0,12 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit rejeté décharge vers le bassin de retenu : $5,79 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente égale à $0,043 \text{ m/m}$
- Calcul du coefficient de retardement ;

Il tient compte du temps mis par l'eau pour arriver aux déversoirs donc du temps de concentration, il démunie alors le débit pluvial.

$$Z = 1 - \frac{T_c}{\dots} \quad (\text{VII-1})$$

- t_c = temps de concentration (mn)

$T_c=10$ min calculé à partir Le chemin hydraulique le plus long

Donc $Z=0.9$

-Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0,9 * 5,91 = 5,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{cr} = 5,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

-Hauteur d'eau vers l'exutoire :

On doit passer par le calcul de :

$$R_{q_{STEP}} = \frac{Q = 0,12}{6,2} = 0,02$$

$$R_h = h_{STEP}$$

De l'abaque on tire la valeur de $R_h \longrightarrow R_h = 0,08$

Et donc :

$$h_{STEP} = R_h * D = 0,08 * 1,5$$

$$h_{STEP} = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

-La hauteur déversée :

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{STEP}$$

$$R_{q_{cr}} = \frac{5,32}{6,2} = 0,86$$

De l'abaque on tire la valeur de $R_h \longrightarrow R_h = 0,7$

$$h_{cr} = R_h * D = 0,7 * 1,5$$

$$h_{cr} = 1,05 \text{ m}$$

Et donc :

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{step} = 1,05 - 0,12 = 0,93 \text{ m}$$

- La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = m * (h_{dev})^{\frac{3}{2}} * L * \sqrt{2g} \dots \dots \dots (VII-2)$$

Avec :

-**m**: coefficient de débit pour un déversoir à seuil latéral ($m=0,33$)

-**L** : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

-**g** : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

-**hdev** : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

$$= \frac{5,79}{0,33 * 0,93^2 * \sqrt{2 * 9,81}}$$

$$\mathbf{L=4,42m}$$

- **Dimensionnement du DEVERSOIR 2** : déversoir frontal placé pour diriger les eaux usées vers la station d'épuration projetée Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1500 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 4,82 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{pS} = 6,1 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,051 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit allant vers la station : $Q_{st} = 0.102 \text{ m}^3/\text{s}$
- Temps de concentration : $t_c = 10 \text{ mn}$
- Débit critique : $4,34 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit déversé vers l'exutoire : $4,72 \text{ m}^3/\text{s}$

On suit le même processus de dimensionnement du déversoir précédent, on trouve les caractéristiques suivantes :

$$R_{q\text{step}} = 0,02$$

$$h_{\text{step}} = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm}$$

$$R_{qcr} = 0,71$$

$$h_{cr} = 0,95$$

$$h_{dev} = h_{cr} - h_{\text{step}} = 0,93 - 0,12 = 0,81 \text{ m}$$

- **m** : coefficient de débit pour un déversoir à seuil frontal ($m = 0,44$)

$$\mathbf{L = 3,2m}$$

VII.2.6 Les bassins de retenue d'eau pluviale :

Dans ce contexte, la logique économique des projets, qui se basait principalement sur l'évacuation rapide des effluents vers le milieu naturel (récepteur) le plus proche, pourrait être remise en question et ajustée en conséquence.

Effectivement, il est possible de faire une transposition naturelle en incitant les concepteurs à trouver des solutions a priori plus économiques, en introduisant des ouvrages de retenue d'un genre nouveau.

VII.2.6.1 L'objectif des bassins :

- Stocker temporairement une partie des eaux pluviales lors d'un épisode pluvieux intense.
- Réduire le débit de pointe en aval.
- Éviter la surcharge et le débordement des collecteurs.
- Prévenir la submersion des zones urbanisées et agricoles.

VII.2.6.2 Différentes types de bassins:

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

- Un corps de bassin (fond et berge).
- Un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif d'évacuation des eaux.

Ils se divisent en deux types :

- Les bassins secs.
- Les bassins en eau.

a) Les bassins secs :

Ils sont habituellement vides, sauf après un orage, période qui ne doit pas dépasser quelques jours. Il est nécessaire que le fond présente une inclinaison minimale de 0,05 m/m pour empêcher l'apparition de zones boueuses. Les pentes de berges doivent être au maximum de :

- 1/6 : si les abords du bassin sont accessibles au public.
- 1/2 : dans le cas contraire.

Ce type de bassin plutôt réservé aux zones rurales est généralement plus économique que le type en eau.

b) Les bassins en eau :

Ces bassins présentent un plan d'eau permanent, pouvant parfois, être choisis dans le cadre de l'aménagement d'un milieu attractif.

Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

-Risbermes horizontal de 2 m à 4m pour raisons de sécurité.

-Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique (SALAH Boualem ,2014).

VII.2.6.3 Méthode de calcul du volume d'un bassin :

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin existent et qui sont la méthode, dite des pluies et la méthode dite des volumes. Dans ces deux méthodes supposent que le débit sortant est constant.

Le calcul du volume d'un bassin de rétention doit intégrer plusieurs paramètres essentiels :

-La quantité d'eau de pluie tombant directement sur la surface libre du bassin.

-Les apports de ruissellement provenant du bassin versant situé en amont lors d'un épisode pluvieux.

-Les sources permanentes ou continues qui alimentent la retenue.

Ces facteurs contribuent au remplissage progressif du bassin. En parallèle, d'autres paramètres interviennent dans la vidange et la diminution du volume stocké, à savoir :

-Le débit d'évacuation contrôlé, destiné à des usages spécifiques tels que l'irrigation.

-Les pertes par évaporation, généralement très faibles et souvent considérées comme négligeables.

-Les pertes d'eau par infiltration.

A) Méthode dite des pluies :

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent, nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume.

Il faut connaître la fréquence de pluie et la valeur du débit demandé.

-(Q) : C'est à dire le débit qui sort du bassin de retenue.

-Détermination du volume :

$$= \dots\dots\dots \text{(VII-3)}$$

Avec :

-**V1** : volume en (m³)

-**Q** : débit de vidange en (m³/s)

-**T** : en heure.

Le volume correspondant par hectare de surface active du bassin urbanisé est donc :

$$= \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \text{(VII-4)}$$

Correspondant à une hauteur d'eau :

$$= \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \text{(VII-5)}$$

Avec :

-**h** : en mm.

-**Q**: en m³/s.

-**S**: surface totale du bassin à drainer en ha.

-**T**: temps en h.

-**Ca** : coefficient d'apport compris entre 0.05 et 0.6.

On peut alors reporter sur le graphique de la droite h(t) OB donnant, en fonction du temps, la hauteur d'eau évacuée (Figure VII.4). A partir d'une loi statistique on a établi, pour chaque intervalle de temps une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour.

La différence d'ordonnée entre cette droite et la courbe enveloppe choisie donne à chaque instant la hauteur de pluie à stocker. L'écart maximal Δh obtenu en menant la tangente à la courbe enveloppe parallèle à OB correspond à la hauteur d'eau de pluie à stocker et le volume du bassin est donné par la formule :

$$V = 10 * \Delta h * S \dots\dots\dots \text{(VII-6)}$$

Avec :

-**V** en m³.

- **Δh** en mm.

-S en ha.

10 homogénéités des unités $1\text{mm} \rightarrow 10\text{m}^3/\text{ha}$.

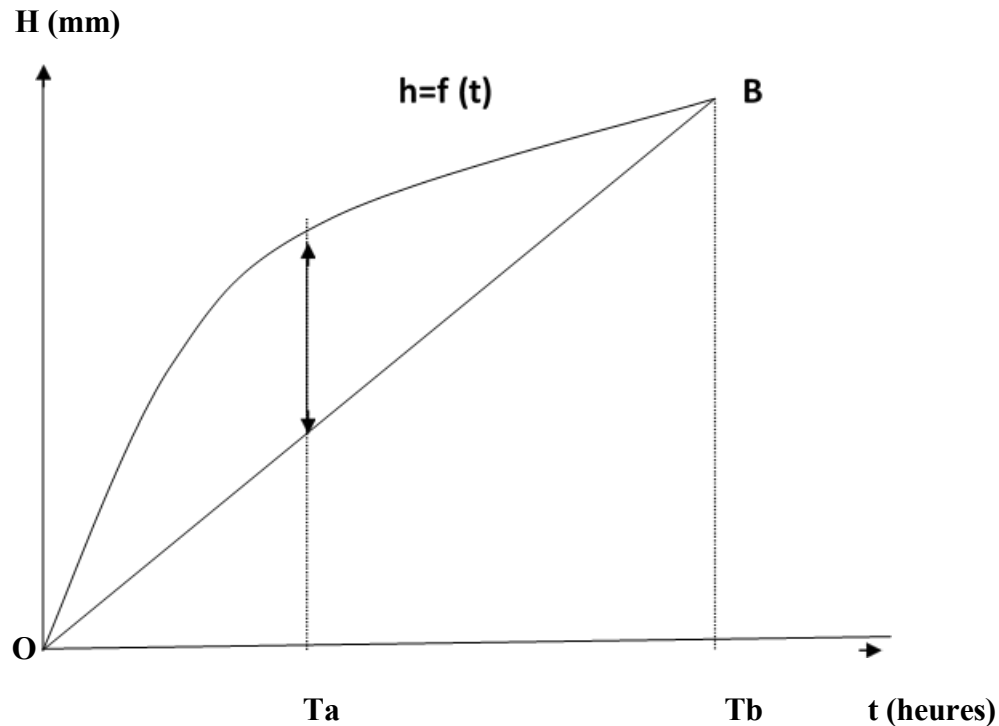


Figure VII.1 : La courbe du classement fréquentiel des pluies de période T.

Avec

-**Ta**: le temps de remplissage.

-**Tb-Ta** : le temps de vidange. (SALAH Boualem ,2014).

B) Méthode dite des volumes :

La détermination du volume d'un bassin peut s'effectuer selon le processus général exposé précédemment mais en l'appliquant, cette fois, non à la courbe enveloppe mais à chaque épisode pluvieux particulier.

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour

Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant.

$$Q' = \frac{360 \cdot Q}{\dots} \quad (\text{VII-7})$$

-**Q**: débit de fuite en (m^3/s)

-**Ca**: coefficient d'apport ($\text{Ca} = \text{Aa}/\text{A}$)

-**A**: surface totale en (ha)

-**Aa**: surface active en (ha)

-**Q'** : débit spécifique de fuite en (mm/h)

-En fonction de débit Q' et la période de retour choisi on détermine la hauteur d'eau ha (mm) qui est la capacité spécifique de stockage.

-On détermine le volume Vb moyennant, la relation :

$$() = \dots\dots\dots \textbf{(VII-8)}$$

-On majore la valeur de Vb d'une valeur de 1/6 Vb, pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés.

D'où :

$$\textbf{Vtt = Vb+1/6 Vb=7/6 Vb\dots\dots\dots(VII-9)}$$

(SALAH Boualem ,2014).

On appliquant la 2 éme méthode on a trouvé que :

$$Q' = 3,8\text{mm/h}$$

Avec :

$$Ca=0,2.$$

D'après l'annexe VI on trouve :

$$h=26\text{mm}$$

Et donc :

$$Vb=2988\text{m}^3.$$

Par majoration d'une valeur de 1/6Vb le volume total de bassin sera :

$$\textbf{Vtt=3486m}^3$$

Conclusion :

Après l'évaluation des choix possible, nous avons dans notre projet opté pour les choix suivants :

-Les bouches d'égout.

-Les regards de chute.

-Les regards de visite.

-deux déversoirs d'orage de type latéral et frontal.

-Des conduites circulaires en béton armé et en PVC de différents diamètres

-Un bassin de retenu d'un volume de 3486 m³.

Chapitre VIII
Organisation de chantier et devis

*Chapitre VIII***Organisation de chantier et devis****Introduction :**

L'importance économique de l'ensemble des infrastructures hydrauliques dépendra en partie d'un processus impliquant la détermination, la planification et l'application des ressources requises pour réaliser et exécuter les travaux dans les meilleures conditions possibles et dans un délai optimal.

VIII.1 Emplacement des canalisations :

Dans les rues étroites de moins de 15 mètres, les canalisations sont généralement disposées le long de l'axe routier. Pour les voies plus larges, l'installation d'un égout sous chaque trottoir est nécessaire.

VIII.2 Exécution des travaux :

Les tâches essentielles pour l'installation des collecteurs comportent :

- Contrôle et manipulation des conduits.
- Enlèvement de la couche de goudron (si présente) ou celle de végétation.
- Positionnement des repères des piquets.
- Réalisation des tranchées et des excavations pour l'installation des regards.
- Aménagement du lit de pose.
- L'installation de conduites en tranchée.
- Installation des tuyaux.
- Tests d'étanchéité pour les tuyaux et les joints.
- Installation des regards.
- Remblai des tranchées.

VIII.3 Manutention et stockage des conduites :**VIII.3.1 Chargement et transport :**

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

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

VIII.3.2 Stockage :

La zone prévue pour recevoir des tubes et des raccords doit être nivelée.

Le rangement doit être effectué en modifiant les emboîtures et en permettant à celles-ci de dépasser la pile ; Il faut restreindre la hauteur de stockage à 1,50 mètre.

Les accessoires doivent être sortis de leur emballage uniquement lorsqu'ils sont destinés à être utilisés.

Évitez le contact avec l'huile, les solvants et d'autres produits chimiques.

Il faut garantir une protection mécanique et thermique lors du stockage des tubes.

Pour le stockage temporaire des collecteurs tout au long du parcours :

- Stocker les tuyaux le long du tracé prédéfini pour la pose (mais à une distance suffisante du bord de la tranchée)
- Stockez les tuyaux de préférence dans le sens transversal par rapport à la tranchée
- Veillez à ce que le sol soit stable et dépourvu d'obstacles (grosses pierres...)
- Il est préférable de ne pas superposer plusieurs rangées de tuyaux



Figure VIII.1: Stockage de collecteurs

VIII.3.3 Décapage :

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage se fait avec précaution afin d'éviter toute détérioration des parties adjacentes. Cette couche est retirée à l'aide d'un bulldozer sur une épaisseur de 10 cm.



Figure VIII.2 : Décapage par bulldozer

VIII.4 Implantation des regards et des axes des tranchées :

Conformément au plan de masse, nous disposons des jalons ou piquets le long de l'axe des tranchées. De plus, un jalon est placé à chaque position d'un regard et à chaque raccord ou jonction, en utilisant non seulement le plan de masse, mais aussi les niveaux, théodolites et mires.

VIII.5 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée y'aura un espace libre (Cours ODC ,2017).

VIII.5.1 Choix des engins de terrassement :

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles pour les regards du réseau, on utilisera la pelle hydraulique en position rétro. Ses caractéristiques sont :

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

VIII.6 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront installées sur un lit de sable d'une épaisseur minimale de 10 cm. Le lit de sable doit être correctement nivelé selon les dimensions du profil en long et doit être composé de sable contenant au moins 12 % de particules inférieures à 0,1 mm

Si le sol est instable, des travaux spécifiques s'avèrent nécessaires : Mise en place d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles récurrentes.

VIII.7 Mise en place des canalisations :

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont.

Avant la mise en place des conduites en fouilles on procède au triage des conduites de façon à remplacer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites. On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux.

Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'air entrainé, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

Les tuyaux seront posés en fouilles au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre. Il faut aussi vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.



Figure VIII.3 : Mise en place des canalisations

VIII.8 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

VIII.9 Remblaiement et compactage des tranchées :

Après la pose des canalisations, le remblaiement des tranchées est effectué afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches de 20 cm soigneusement compactées et damées

(ODC Cours 4^{ème} année, 2017).

Le remblaiement des tranchées et leur compactage est effectué avec des engins généralement : le chargeur et le rouleau lisse.

VIII.9.1 Les chargeurs :

Un chargeur sur pneus, ou chargeuse sur pneus, est un engin de chantier, il comporte un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant. Celle-ci, aussi appelée godet, peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur.

Les imposantes roues du chargeur, mues par un moteur puissant, permettent la pratique de tous types de terrain suffisamment durs et une poussée importante vers l'avant (ODC Cours 4^{ème} année, 2017).

VIII.9.2 Le rouleau lisse :

Ils sont composés d'un ou plusieurs composants nommés billes, fabriqués à partir de tôle de 5 mm, qui peuvent être remplis d'eau pour augmenter leur poids. Pour éviter de rendre le sol trop plat, on se sert d'un rouleau de ce genre qui possède une surface ondulée. Les cultipackers, aussi appelés rouleaux culti-tasseurs, sont formés de l'association de deux

rouleaux qui possèdent chacun des disques en fonte, parfaitement alignés avec un diamètre variant de 30 à 40 cm. Les disques du rouleau de devant sont plus grands que ceux de l'arrière et un peu décalés par rapport à ces derniers (d'une demi-largeur de rouleau).

Par conséquent, les disques positionnés à l'arrière compressent la portion du sol qui n'a pas été affectée par les disques placés à l'avant. La fragmentation se réalise par poinçonnement sur le bord tranchant du disque. Dans les cas où la fragmentation des mottes est particulièrement compliquée, on peut avoir recours à deux types de disques distincts : lisses pour le devant, crénelés pour l'arrière.

Il comprend :

- Un châssis
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre (ODC Cours 4^{ème} année, 2017).

VIII.10 Construction des regards :

Les regards peuvent être réalisés à partir d'éléments préfabriqués, de maçonnerie en briques, de béton armé ou de matériaux plastiques, conformément aux instructions des plans et aux normes précisées dans le contrat de marché.

- La mise en œuvre des regards est conforme aux précisions stipulées dans les plans standards d'exécution et les profils en long ou selon les directives de l'autorité adjudicatrice.
- Les regards en maçonnerie sont effectués conformément aux consignes du devis soumis.
- Tous les regards et ouvrages visitables (déversoirs d'orage) sont munis d'échelons, de crochets ou d'une échelle suivant les indications du bordereau de soumission.
- Pendant l'exécution des travaux et jusqu'à la prise des bétons, la fouille est tenue à sec.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

1. Réglage du fond du regard.
2. Exécution de la couche du béton de propreté.
3. Ferrailage du radier de regard.
4. Bétonnage du radier.
5. Ferrailage des parois.
6. Coffrage des parois.
7. Bétonnage des parois.
8. Décoffrage des parois.
9. Ferrailage de la dalle.
10. Coffrage de la dalle.

11. Bétonnage de la dalle.

12. Décoffrage de la dalle (Travaux de canalisation, 2005).

VIII.11 Devis quantitatif estimatif :

L'évaluation de ce dernier facilite l'estimation du coût du projet. L'estimation est effectuée au niveau du schéma de principe, en fonction du mètre linéaire de canalisation installé.

Les diverses opérations réalisées sont les suivantes :

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

VIII.11.1 Détermination des différents volumes :

VIII.11.1.1 Volumes des déblais des tranchées « Vd » :

a) Forme rectangulaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$V_d = \dots (\dots) \dots \dots \dots (VIII.1)$$

Avec :

-**B** : largeur de la tranchée (m).

$$B = D + 2.a ; (a=0.30m)$$

-**a** : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille.

-**L** : longueur totale de la tranchée (m).

-**Htr** : profondeur de la tranchée (m).

$$V_d = \dots + \dots + (\dots) \dots \dots \dots (VIII.2)$$

Où :

-**e** : épaisseur de la couche du lit de pose ; $e=0.10m$

-**D** : diamètre nominal de la conduite (m)

-**h** : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (m).

VIII.11.1.2 Volume du découvert « V » :

Le volume de la couche végétale à décaper est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h' \cdot L \text{ (m3)} \dots\dots\dots \text{(VIII.3)}$$

Avec :

- V : volume de la couche végétale (m3).
- h' : la hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- b : la largeur de la couche végétale (m).

VIII.11.1.3 Volume occupé par le lit de pose « VLP » :

Il est donné par la formule suivante :

$$= \dots\dots\dots \text{(VIII.4)}$$

Avec :

- e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- b : largeur de la tranchée (m).

VIII.11.1.4 Volume de la conduite « Vc » :

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$Vc = \frac{\pi \cdot D^2}{4} * L \dots\dots\dots \text{(VIII.5)}$$

Avec :

- L : longueur totale de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).

VIII.11.1.5 volume d'eurobanque tamisée « Ve.t » :

Il est exprimé par la formule suivante :

$$\dots\dots\dots \text{(VIII.6)}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la conduite (m3).
- D : diamètre de la conduite (m).

VIII.3.1.6 Volume du remblai « VR » :

Il est donné par la relation suivante :

$$VR = VD.F - V_{\text{vacué}} (m^3) \dots\dots\dots (VIII.7)$$

Avec :

-**VD.F** : volume des déblais foisonnés.

-**VD.F**=VD.Kf (m3) ;

-**Kf**=1.25 (Coefficient de foisonnement)

$$V_{\text{vacué}} = VLP + Vc + Ve.t (m^3) \dots\dots\dots (VIII.8)$$

Où :

-**VLP** : volume occupé par le lit de pose (m3).

-**Ve.t** : volume d'enrobage tamisé (m3).

- **Vc** : volume de la conduite (m3)

Le tableau suivant représente le devis quantitatif et estimatif du projet :

Tableau VIII.1 : Devis estimatif et quantitatif.

	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Désignation des travaux				
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m ³	1511,6	230	347668
Déblai	m ³	9984,12	400	3993648
Pose du lit de sable	m ³	755,8	1600	1209280
Remblai de la tranchée	m ³	3700,02	400	1480008
Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	8580,44	190	1630283,6
Canalisation				
Fourniture, transport et pose de canalisation				
Canalisation en PVC				
D=630mm	ml	788,27	40000	31530800
Canalisation en béton armé				
D=800mm	ml	1421,52	5040,4	7165029,408

D=1200mm	ml	1252,19	8429,08	10554809,69
D=1000mm	ml	287,98	11015,82	3172335,844
D=1500mm	ml	988,76	15899,52	15720809,4
Construction				
Construction des regards en béton armé	Unité	149	35000	5215000
Exécution des déversoirs d'orage	Unité	2	160000	320000
THT				82339671,93
TVA19%				15644537,67
TTC				97984209,6

VIII.12 Planification des travaux :

Le but de la planification des tâches est d'améliorer constamment l'utilisation rentable du personnel et des autres moyens engagés dans le cadre du projet.

VIII.12.1. Techniques de planification :

Deux méthodes principales de planification sont couramment utilisées :

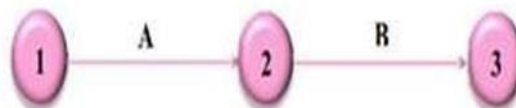
- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.12.1.1. Méthode basée sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a-Réseau à flèche :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



b-Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



1- Construction des réseaux :

La construction d'un réseau s'appuie sur un processus méthodique en six étapes :

- Élaboration d'une liste exhaustive des tâches à réaliser.
- Identification des dépendances entre les tâches, c'est-à-dire celles qui doivent être exécutées avant d'autres.
- Création de graphes partiels représentant les groupes de tâches interconnectées.
- Fusion des graphes partiels en un schéma global cohérent.
- Détermination des tâches d'entrée (début) et de sortie (fin) du projet.
- Assemblage final du réseau complet, intégrant toutes les tâches et leurs relations.

2- Méthode C.P.M (Chemin Critique) :

L'objectif de la méthode du chemin critique est d'optimiser la durée totale du projet en s'appuyant sur trois phases distinctes : -

Phase 1 : Détermination des ressources humaines nécessaires pour l'exécution des tâches.

Phase 2 : Analyse détaillée du réseau selon une échelle temporelle précise (par exemple, jour par jour), en fonction de l'unité de temps choisie.

Phase 3 : Ajustement du réseau en tenant compte des contraintes spécifiques de l'entreprise, permettant une planification adaptée aux besoins et objectifs du projet.

3- Étapes de la planification :

La planification consiste à définir la séquence et le déroulement des travaux à réaliser. Ce processus comprend les étapes suivantes :

- Collecte des informations : Rassembler et synthétiser les données issues d'analyses comparatives afin d'établir un plan de réalisation pertinent et efficace pour le projet.
- Décomposition du projet : Fragmenter le projet en tâches distinctes, attribuer des responsabilités spécifiques, identifier les besoins matériels et définir une approche adaptée à chaque composante, pour une gestion précise et efficace.
- Relations entre les tâches : Identifier deux types de relations essentielles :
 - Relations logiques basées sur la dépendance stricte entre les tâches.
 - Relations préférentielles qui tiennent compte des priorités ou préférences dans l'organisation des travaux.

4- Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les éléments essentiels dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

-TR (Temps de réalisation) : la durée nécessaire pour accomplir la tâche.

-DCP (Date de commencement au plus tôt) : le moment le plus précoce où la tâche peut commencer.

-DCPP (Date de commencement au plus tard) : la date limite la plus tardive pour le début de la tâche.

-DFP (Date de finition au plus tôt) : la date la plus précoce à laquelle la tâche peut être terminée.

-DFPP (Date de finition au plus tard) : la date limite la plus tardive pour la fin de la tâche.

-MT (Marge totale) : la marge de temps disponible pour effectuer la tâche sans retarder le projet.

Et :

$$\mathbf{DFP = DCP + TR ; DCPP = DFPP - TR.}$$

5- Chemin critique (CC) :

Le chemin critique correspond à la séquence d'opérations dont la marge totale est nulle ($MT = 0$) et qui détermine la durée totale requise (DTR) pour l'achèvement du projet.

Pour identifier ce chemin critique, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{MT = 0}$$

6- Attribution des durées de chaque opération :

L'estimation précise de la durée des opérations repose sur deux facteurs clés :

-La disponibilité des ressources, qu'elles soient humaines ou matérielles.

- L'ampleur et la complexité du projet.

En s'appuyant sur les normes C.N.A.T, la durée nécessaire (T) peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$= \text{---}$$

Avec :

-Q : Quantité de travail à réaliser.

-N : Rendement unitaire (productivité)

-n : Nombre d'équipes mobilisées.

7- Symbole des différentes opérations et leurs durées :

Les principales opérations à exécuter sont les suivantes :

Tableau VIII.2 : Les symboles des différentes opérations

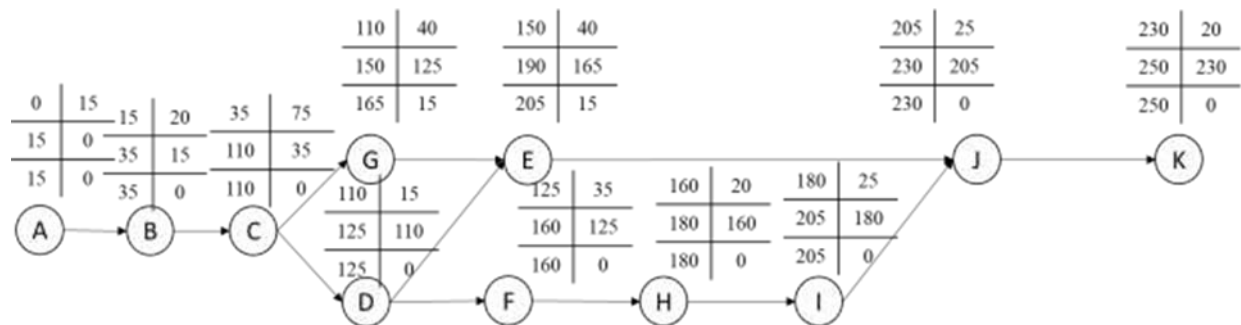
	Symbole	Durée (jour)
Piquetage	A	15
Décapage	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	75
Aménagement du lit de sable	D	15
Construction des regards	E	40
La mise en place des canalisations en tranchées	F	35
Construction des ouvrages annexes	G	40
Assemblage des tuyaux	H	20
Faire des essais d'étanchéité pour les conduites et les Joints.	I	25
Remblai des tranchées	J	25
Travaux de finition	K	20

Tableau VIII.3 : La succession des opérations.

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D, G
D	C	E, F
E	D, G	J
F	D	H
G	C	E
H	F	I
I	H	J

J	I, E	K
K	J	-

Notre réseau a nœud est le suivant :



- Le chemin critique : A-B-C-D-F-H-I-J-K.

- La durée de réalisation est : 250 jours.

Conclusion :

Il est essentiel d'approfondir l'étude de la gestion de chantier pour optimiser le rendement et la rentabilité sur les plans économique et technique. L'utilisation de matériaux de qualité pour ces travaux rend le système d'assainissement plus opérationnel. Par conséquent, la sélection des conduites doit se faire en considérant leur disponibilité sur le marché national.

Conclusion générale

Le présent mémoire a permis de mettre en évidence l'importance d'un diagnostic rigoureux et d'une approche méthodologique adaptée dans la conception et la rénovation des réseaux d'assainissement urbain. L'étude menée sur la ville d'Ouled Slama a montré que l'ancien système présentait plusieurs insuffisances, tant sur le plan de la capacité hydraulique que sur celui de la qualité environnementale et sanitaire. Ces dysfonctionnements, aggravés par l'urbanisation rapide et les changements climatiques, compromettaient le bon fonctionnement du réseau et accentuaient les risques d'inondation et de pollution.

La démarche adoptée, basée sur l'analyse des caractéristiques topographiques, hydrologiques et hydrauliques, a permis d'identifier avec précision les zones critiques, d'évaluer les débits pluviaux et domestiques, et de proposer des solutions techniques adaptées. La rénovation totale du projet d'assainissement, telle que recommandée, repose sur la mise en place de conduites conformes aux normes, la création d'ouvrages de. Ces actions permettront non seulement d'assurer une meilleure gestion des eaux usées et pluviales, mais aussi de préserver la santé publique et de protéger le milieu récepteur.

Références Bibliographiques :

- AGENCE DE L'EAU Artois-Picardie, 1999 « Guide du raccordement à l'égout », format PDF.
- BOUNADER. E, Thèse pour obtenir le grade de Docteur, Conduit de diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines, Formation doctorale : conception en bâtiment, et techniques urbaines, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon 1998.
- BOUIROUNA Baya Diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement du centre d'Amoucha Wilaya de Sétif.
- « Cours organisation de chantier. » 2017. Ecole Nationale Supérieure Hydraulique.
- DERNOUNI.F. (Cours d'assainissement, ENSH2004).
- Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Blida « Compte rendu sur la situation d'AEP et d'assainissement de la Wilaya ».
- GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris perspective », Paris.
- François G, Brière, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- NONCLERCO. P. (Le calcul statique des collecteurs urbains, 3eme partie).
- REGIS, B, 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris.
- Régis, BOURRIER. 1981. Les réseaux d'assainissement, calculs, applications et perspectives. Lavoisier. Paris.
- SALAH, B., 1993 « polycopié d'assainissement », école nationale supérieure d'hydraulique, BLIDA
- STPM CHIALI, édition 2005, « catalogue technique des tubes en PVC ».
- TOUAIBIA, B, 2003, « Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de hydraulique, BLIDA.
- TOUAIBIA, B, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».

ANNEXES

ANNEXE I

LOI DU KHI-DEUX AVEC k DEGRÉS DE LIBERTÉ
QUANTILES D'ORDRE $1 - \gamma$

k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.38	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Si k est entre 30 et 100 mais n'est pas un multiple de 10, on utilise la table ci-haut et on fait une interpolation linéaire. Si $k > 100$ on peut, grâce au théorème limite central, approximer la loi $\chi^2(k)$ par la loi $N(k, 2k)$.

ANNEXE II

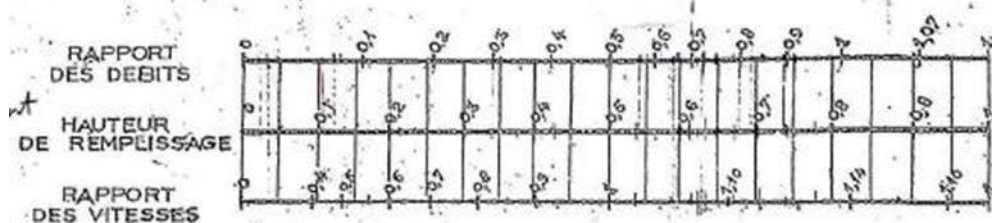
Coefficient de Manning-streckler (ks).

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

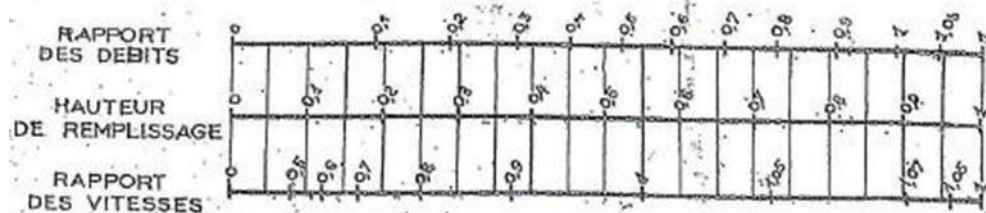
ANNEXE III

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

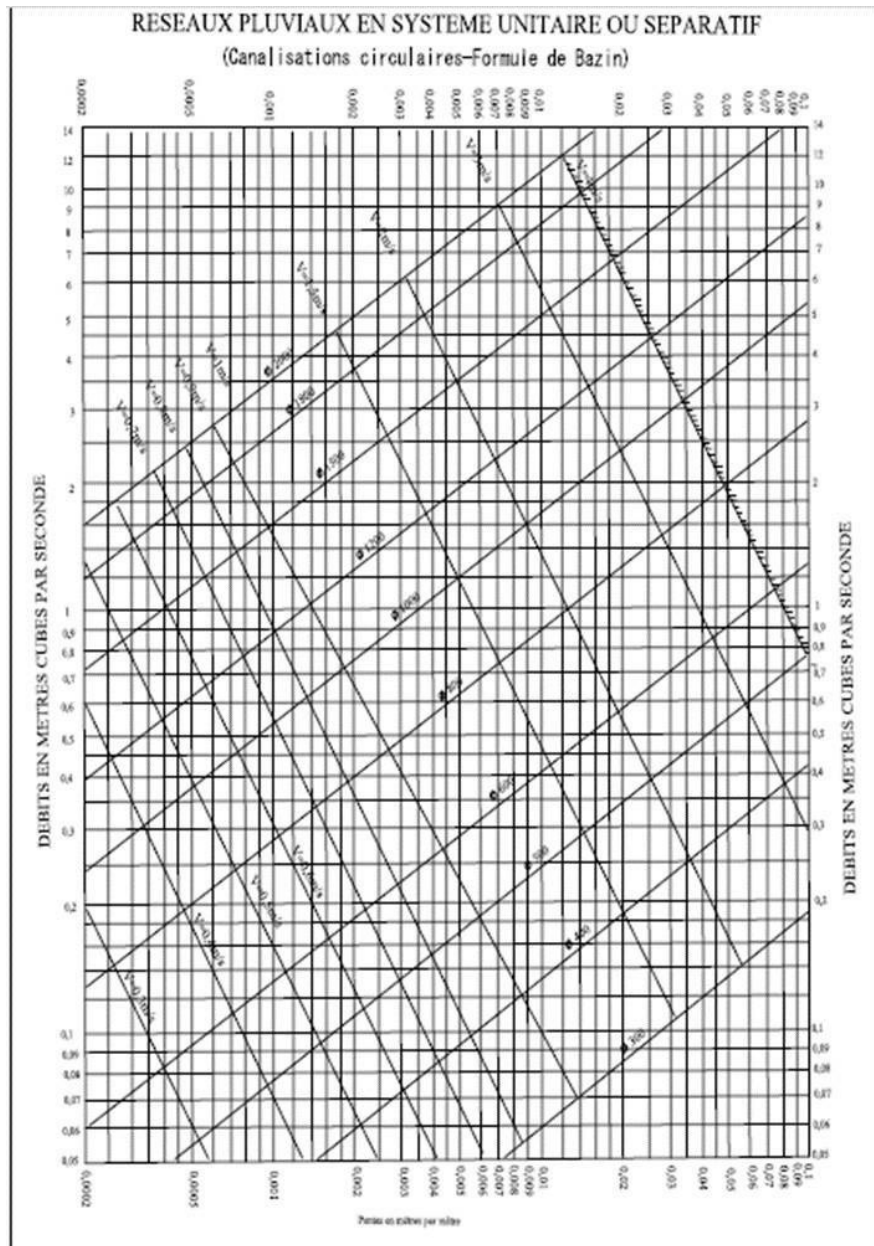


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

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

ANNEXE IV

Annexe IV: Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin



ANNEXE V

Trançon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	I(m/m)	Qtr (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Qps (mm)	Rq	Rv	Rh	Vps (m/s)	V (m/s)	Qeu (m/s)
N1/N2	149,00	148,68	25,00	0,0128	1,078 7	714,01	800	2,900	0,37	0,921	0,42	2,50	2,304	0,0107
N2/N3	148,68	148,52	25,00	0,0064	1,078 7	813,13	800	1,750	0,62	1,054	0,56	1,77	1,863	0,0107
N3/N4	148,52	148,40	24,59	0,0049	1,078 7	855,54	800	1,500	0,72	1,082	0,63	1,54	1,670	0,0107
N4/N5	148,40	147,91	50,40	0,010	1,078 7	751,00	800	1,100	0,98	1,141	0,79	2,19	2,493	0,0107
N5/N6	147,91	147,80	24,74	0,0043	1,078 7	874,98	800	1,100	0,98	1,141	0,79	1,45	1,659	0,0107
N6/N7	147,80	146,95	25,00	0,0200	1,078 7	656,69	800	1,100	0,98	1,141	0,79	3,13	3,566	0,0107
N7/N8	146,95	146,04	25,00	0,0200	1,078 7	656,69	800	2,100	0,51	1,009	0,51	3,13	3,153	0,0107
N8/N9	146,04	145,00	24,61	0,0200	1,078 7	656,69	800	1,500	0,72	1,082	0,63	3,13	3,382	0,0107
N9/N10	145,00	143,77	25,00	0,0200	1,078 7	656,69	800	3,000	0,36	0,914	0,41	3,13	2,858	0,0107
N10/N11	143,77	143,42	25,00	0,0142	1,0787	700,47	800	1,750	0,62	1,054	0,56	2,63	2,773	0,0107
N11/N12	143,42	142,96	25,00	0,0182	1,0787	668,58	800	1,700	0,63	1,059	0,57	2,98	3,155	0,0107
N12/N13	142,96	142,49	25,87	0,0182	1,0787	668,58	800	2,200	0,49	0,994	0,49	2,98	2,963	0,0107
N13/N14	142,49	142,06	24,16	0,0182	1,0787	668,58	800	1,600	0,67	1,069	0,60	2,98	3,186	0,0107
N14/N15	142,06	141,81	25,00	0,0099	1,0787	749,70	800	1,200	0,90	1,138	0,74	2,20	2,500	0,0107
N15/N16	141,81	141,55	25,01	0,0200	2,9	951,53	1000	4,000	0,73	1,084	0,63	3,63	3,932	0,029
N16/N17	141,55	141,07	25,00	0,0191	2,9	959,64	1000	3,900	0,74	1,090	0,64	3,55	3,867	0,029
N17/N18	141,07	140,56	25,00	0,0204	2,9	948,31	1000	3,200	0,91	1,139	0,74	3,66	4,169	0,029
N18/N19	140,56	140,06	25,00	0,0198	2,9	953,07	1000	3,700	0,78	1,106	0,67	3,61	3,995	0,029
N19/N20	140,06	139,61	25,00	0,0182	2,9	968,75	1000	3,100	0,94	1,139	0,76	3,46	3,940	0,029
N20/N21	139,61	139,16	25,00	0,0182	2,9	968,75	1000	2,900	1,00	1,143	0,81	3,46	3,952	0,029
N21/N22	139,16	138,61	28,85	0,0190	2,9	960,45	1000	3,600	0,81	1,115	0,68	3,54	3,944	0,029
N22/N23	138,61	137,80	25,00	0,0322	2,9	870,48	1000	4,000	0,73	1,084	0,63	4,60	4,985	0,029
N23/N24	137,80	136,95	25,21	0,0339	2,9	861,80	1000	4,700	0,62	1,054	0,56	4,72	4,978	0,029
N24/N25	136,95	135,98	25,00	0,0386	2,9	841,07	1000	6,100	0,48	0,985	0,49	5,04	4,965	0,029
N25/N26	135,98	135,44	25,00	0,0216	2,9	938,00	1000	4,700	0,62	1,054	0,56	3,77	3,971	0,029
N26/N27	135,44	135,26	25,06	0,0400	2,9	835,56	1000	6,400	0,45	0,971	0,47	5,13	4,979	0,029
N27/N28	135,26	135,10	25,00	0,0500	2,9	801,33	1000	5,000	0,58	1,041	0,54	3,90	4,060	0,029
N28/N29	135,10	135,03	25,02	0,0200	2,9	951,53	1000	4,900	0,59	1,046	0,55	3,90	4,078	0,029
N29/N30	135,03	134,76	25,04	0,0300	2,9	881,87	1000	3,800	0,76	1,098	0,65	4,44	4,877	0,029
N30/N31	134,76	133,97	25,00	0,0316	2,9	873,30	1000	4,000	0,73	1,084	0,63	4,56	4,942	0,029
N31/N32	133,97	133,15	15,22	0,0350	2,9	856,75	1000	5,100	0,57	1,037	0,54	4,80	4,974	0,029
N32/N33	133,15	131,66	25,00	0,0200	4,82	1151,24	1200	5,000	0,96	1,140	0,78	4,14	4,713	0,051
N33/N34	131,66	130,99	25,02	0,0090	4,82	1337,18	1500	5,300	0,91	1,139	0,74	3,28	3,732	0,051
N34/N35	130,99	130,71	25,00	0,0112	4,82	1283,84	1500	4,480	1,08	1,108	0,93	3,65	4,045	0,051
N35/N36	130,71	130,63	25,00	0,0090	4,82	1337,18	1500	6,000	0,80	1,114	0,68	3,28	3,650	0,051
N36/N37	130,63	130,56	25,01	0,0080	4,82	1367,04	1500	4,900	0,98	1,141	0,79	3,09	3,524	0,051
N37/N38	130,56	130,51	25,00	0,0070	4,82	1401,69	1500	4,700	1,03	1,146	0,84	2,89	3,312	0,051
N38/N39	130,51	130,44	25,00	0,0085	4,82	1351,58	1500	5,800	0,83	1,124	0,70	3,18	3,580	0,051
N39/N40	130,44	130,38	24,56	0,0070	4,82	1401,69	1500	4,900	0,98	1,141	0,79	2,89	3,297	0,051
N40/N41	130,38	130,32	25,00	0,0055	4,82	1466,53	1500	5,100	0,95	1,139	0,77	2,56	2,918	0,051
N41/N42	130,32	129,69	25,04	0,0090	4,82	1337,18	1500	5,100	0,95	1,139	0,77	3,28	3,73	0,051
N42/N43	129,69	128,44	26,11	0,0100	4,82	1311,02	1500	5,000	0,96	1,140	0,78	3,45	3,936	0,051
N43/N44	128,44	126,70	26,90	0,0100	4,82	1311,02	1500	4,500	1,07	1,118	0,91	3,45	3,862	0,051
N44/N45	126,70	125,07	23,41	0,0150	4,82	1215,04	1500	5,000	0,96	1,140	0,78	3,45	3,936	0,051
N45/N46	125,07	123,60	22,73	0,0090	4,82	1337,18	1500	5,900	0,82	1,119	0,69	3,28	3,667	0,051
N46/N47	123,60	123,48	27,30	0,0090	4,82	1337,18	1500	5,900	0,82	1,119	0,69	3,28	3,667	0,051
N47/N48	123,48	123,38	25,18	0,0100	4,82	1311,02	1500	6,150	0,78	1,106	0,67	3,45	3,820	0,051

N48/N49	123,38	122,13	25,02	0,0070	4,82	1401,69	1500	6,100	0,79	1,109	0,67	2,89	3,204	0,051
N50/N51	122,13	121,96	24,72	0,007	1,0814 7	802,97	800	3,2	0,22	0,799	0,31	1,83	1,464	0,0105
N51/N52	143,13	142,95	23,69	0,008	1,0814 7	788,13	800	3,800	0,28	0,867	0,36	1,93	1,671	0,0105
N52/N53	142,95	142,62	23,13	0,014	1,0814 7	700,32	800	4,300	0,25	0,838	0,34	2,64	2,213	0,0105
N53/N54	142,62	142,19	27,66	0,016	1,0814 7	689,13	800	3,750	0,29	0,870	0,37	2,76	2,398	0,0105
N54/N55	142,19	141,84	24,55	0,014	1,0814 7	699,44	800	4,500	0,24	0,827	0,33	2,65	2,190	0,0105
N55/N56	141,84	141,60	21,27	0,011	1,0814 7	735,56	800	4,900	0,22	0,804	0,32	2,32	1,863	0,0105
N56/N57	141,60	141,22	24,18	0,016	1,0814 7	685,36	800	5,000	0,22	0,799	0,31	2,80	2,234	0,0105
N57/N58	141,22	140,85	23,15	0,016	1,0814 7	686,32	800	3,800	0,28	0,867	0,36	2,79	2,416	0,0105
N58/N59	140,85	140,37	33,12	0,015	1,0814 7	697,27	800	3,2	0,22	0,799	0,31	2,67	2,134	0,0105
N59/N60	140,37	140,06	25,00	0,012	2,1536 4	932,48	1000	6,000	0,36	0,914	0,41	2,84	2,598	0,021
N60/N61	140,06	139,72	5,41	0,062	2,1536 4	915,99	1000	3,800	0,57	1,036	0,54	2,98	3,088	0,021
N61/N62	139,72	139,67	25,00	0,0200	2,9918 1	962,72	1000	4,200	0,71	1,080	0,62	3,63	3,917	0,028
N62/N63	139,67	139,53	25,00	0,0300	2,9918 1	892,24	1000	3,800	0,79	1,107	0,67	4,44	4,920	0,028
N63/N64	139,53	139,28	25,00	0,0190	2,9918 1	972,02	1000	3,500	0,85	1,131	0,71	3,54	4,000	0,028
N64/N65	139,28	139,16	25,00	0,0200	2,9918 1	962,72	1000	4,000	0,75	1,092	0,64	3,63	3,961	0,028
N65/N66	139,16	139,05	25,37	0,0250	2,9918 1	923,27	1000	4,500	0,66	1,067	0,59	4,06	4,326	0,028
N66/N67	139,05	138,93	24,68	0,0090	2,9918 1	1118,20	1200	5,000	0,60	1,048	0,55	2,77	2,899	0,028
N67/N68	138,93	138,81	25,93	0,0080	2,9918 1	1143,17	1200	3,000	1,00	1,143	0,81	2,61	2,981	0,028
N68/N69	138,81	138,69	25,42	0,0070	2,9918 1	1172,16	1200	4,100	0,73	1,085	0,63	2,44	2,649	0,028
N69/N70	138,69	138,57	25,03	0,0065	2,9918 1	1188,56	1200	3,200	0,93	1,139	0,76	2,35	2,679	0,028
N70/N71	138,57	138,46	24,54	0,0090	2,9918 1	1118,20	1200	4,500	0,66	1,067	0,59	2,77	2,951	0,028
N71/N72	138,46	138,27	25,92	0,0070	2,9918 1	1172,16	1200	3,000	1,00	1,143	0,81	2,44	2,788	0,028
N72/N73	138,27	137,86	25,58	0,0160	2,9918 1	1003,85	1200	2,800	1,07	1,123	0,91	3,69	4,142	0,028
N73/N74	137,86	137,18	23,81	0,0100	2,9918 1	1096,33	1200	3,800	0,79	1,107	0,67	2,92	3,230	0,028
N74/N75	137,18	135,38	37,07	0,0090	2,9918 1	1118,20	1200	3,800	0,79	1,107	0,67	2,77	3,064	0,028
N75/N76	135,38	134,62	25,00	0,0080	3,3856 4	1197,44	1200	3,700	0,92	1,139	0,75	2,61	2,972	0,032
N76/N77	134,62	134,33	25,42	0,0120	4,8043 1	1265,41	1500	5,000	0,96	1,139	0,78	3,78	4,311	0,045
N77/N78	134,33	133,32	25,00	0,0090	4,8043 1	1335,54	1500	6,100	0,79	1,108	0,67	3,28	3,629	0,045
N78/N79	133,32	132,84	25,00	0,0080	4,8043 1	1365,36	1500	5,000	0,96	1,139	0,78	3,09	3,520	0,045
N79/N80	132,84	132,25	25,00	0,0100	4,8043 1	1309,42	1500	6,000	0,80	1,113	0,68	3,45	3,844	0,045
N80/N81	132,25	131,94	25,00	0,0130	4,8043 1	1246,56	1500	5,700	0,84	1,128	0,70	3,94	4,442	0,045
N81/N82	131,94	131,88	25,00	0,0050	4,8043 1	1491,15	1500	5,75	0,84	1,126	0,70	2,44	2,749	0,045
N82/N83	131,88	131,69	25,00	0,0080	4,8043 1	1365,36	1500	4,900	0,98	1,141	0,79	3,09	3,524	0,045
N83/N84	131,69	131,31	25,00	0,0150	4,8043 1	1213,56	1500	4,800	1,00	1,143	0,81	4,23	4,835	0,045
N84/N85	131,31	130,72	25,00	0,0070	4,8043 1	1399,98	1500	5,100	0,94	1,139	0,76	2,89	3,292	0,045
N85/N86	130,72	130,39	25,00	0,013	5,913 7	1345,87	1500	6,100	0,97	1,140	0,78	3,95	4,504	0,0557
N86/N87	130,39	130,18	25,00	0,008	5,913 7	1469,04	1500	6,200	0,95	1,139	0,77	3,13	3,564	0,0557
N87/N88	130,18	129,58	25,00	0,024	5,913 7	1475,99	1500	5,800	1,02	1,146	0,83	3,09	3,539	0,0557
N88/N89	129,58	128,98	25,00	0,024	5,913 7	1475,99	1500	5,600	1,06	1,138	0,88	3,09	3,515	0,0557
N89/N90	128,98	128,38	25,00	0,024	5,913 7	1443,75	1500	6,700	0,88	1,137	0,73	3,28	3,725	0,0557
N90/N91	128,38	127,78	25,00	0,024	5,913 7	1513,41	1500	6,200	0,95	1,139	0,77	2,89	3,292	0,0557
N91/N92	127,78	127,12	25,00	0,026	5,913 7	1296,11	1500	6,170	0,96	1,139	0,77	4,37	4,978	0,0557
N92/N93	127,12	126,17	24,98	0,038	5,913 7	1452,96	1500	7,000	0,84	1,129	0,70	3,22	3,636	0,0557
N93/N94	126,17	124,65	51,18	0,030	5,913 7	1395,23	1500	6,100	0,97	1,140	0,78	3,59	4,091	0,0557
N94/N95	124,65	124,52	23,77	0,006	5,913 7	1443,75	1500	5,900	1,00	1,143	0,81	3,28	3,746	0,0557
N95/N96	124,52	124,36	25,02	0,006	5,913 7	1475,99	1500	5,900	1,00	1,143	0,81	3,09	3,532	0,0557
N96/N97	124,36	124,18	24,97	0,007	5,913 7	1443,75	1500	6,150	0,96	1,140	0,78	3,28	3,734	0,0557

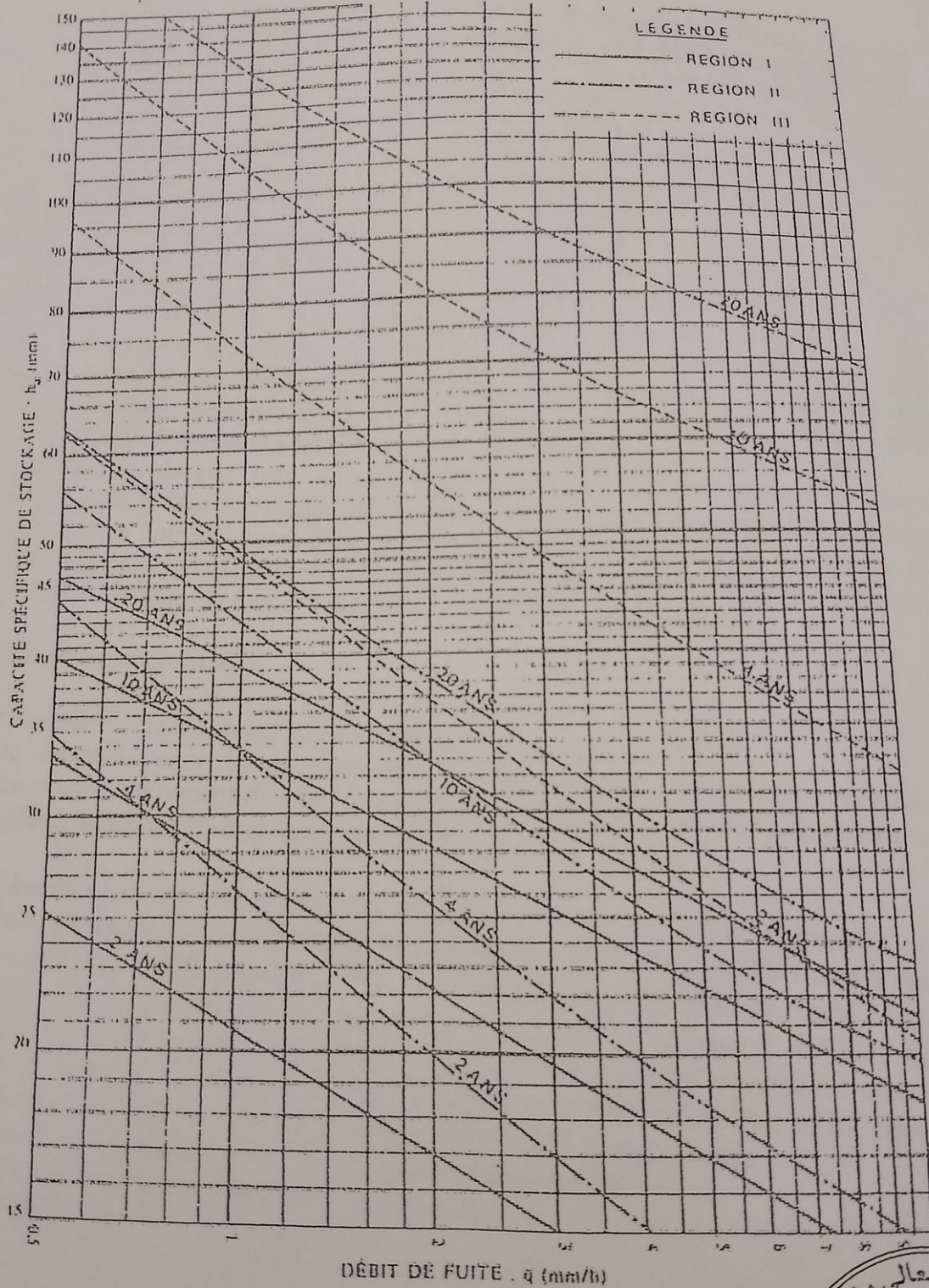
N97/N98	124,18	123,95	25,00	0,009	5,9137	1437,82	1500	6,100	0,97	1,140	0,78	3,31	3,776	0,0557
N98/N99	123,95	123,43	12,14	0,043	5,9137	1415,51	1500	6,200	0,95	1,139	0,77	3,45	3,935	0,0557
N100/N101	149,97	149,83	25,00	0,0060	0,43523	525,69	630	2,200	0,20	0,775	0,30	2,19	1,694	0,004
N101/N102	149,83	149,71	23,8	0,0050	0,43523	543,97	630	1,600	0,27	0,857	0,35	2,00	1,711	0,004
N102/N103	149,71	149,3	25,00	0,0070	0,43523	510,71	630	2,500	0,17	0,741	0,28	2,36	1,751	0,004
N103/N104	149,3	149,09	25,00	0,0060	0,43523	525,69	630	1,900	0,23	0,814	0,32	2,19	1,781	0,004
N104/N105	149,09	148,3	25,00	0,0070	0,43523	510,71	630	2,000	0,22	0,935	0,31	2,36	1,891	0,004
N105/N106	148,3	148,14	25,00	0,0060	0,43523	525,69	630	2,200	0,20	0,775	0,30	2,19	1,694	0,004
N106/N107	148,14	147,93	26,24	0,0070	0,43523	510,71	630	1,600	0,27	0,857	0,35	2,36	2,025	0,004
N107/N108	147,93	147,27	25,00	0,0065	0,43523	517,86	630	2,500	0,17	0,741	0,28	2,28	1,687	0,004
N109/N110	151	150,7	50	0,0060	1,0787	738,84	800	2,200	0,49	0,994	0,49	2,28	2,270	0,0107
N110/N111	150,7	150,5	75,00	0,0100	1,0787	671,35	800	1,600	0,67	1,069	0,60	2,95	3,151	0,0107
N111/N112	150,5	150,1	51,28	0,0080	1,0787	700,04	800	2,500	0,43	0,957	0,46	2,64	2,522	0,0107
N112/N113	150,1	149,63	73,72	0,0060	1,0787	738,84	800	1,900	0,57	1,036	0,54	2,28	2,365	0,0107
N127/N128	146,5	146,16	25	0,0140	0,64624	579,38	630	2,000	0,32	0,893	0,39	2,51	2,238	0,0062
N128/N129	146,16	145,94	25	0,0090	0,64624	629,42	630	3,000	0,22	0,798	0,31	2,01	1,602	0,0062
N129/N130	145,94	145,75	25	0,0090	0,64624	629,42	630	2,800	0,23	0,816	0,32	2,01	1,640	0,0062
N130/N131	145,75	145,51	25	0,0100	0,64624	617,11	630	3,800	0,17	0,735	0,28	2,12	1,557	0,062
N131/N132	145,51	145,15	25	0,0140	0,64624	579,38	630	2,000	0,32	0,893	0,39	2,51	2,238	0,0062
N132/N133	145,15	145	25	0,0090	0,64624	629,42	630	2,300	0,28	0,864	0,36	2,01	1,736	0,0062
N133/N134	145	144,61	25	0,0160	0,64624	565,06	630	2,100	0,31	0,884	0,38	2,68	2,367	0,0062
N134/N135	144,61	144,41	25	0,0100	0,64624	617,11	630	3,000	0,22	0,798	0,31	2,12	1,689	0,0062
N135/N136	144,41	144,17	25	0,0120	0,64624	596,37	630	3,200	0,20	0,780	0,30	2,32	1,810	0,0062
N137/N138	142,50	142,27	40	0,0060	0,83817	748,71	800	2,200	0,38	0,926	0,43	1,71	1,586	0,0081
N138/N139	142,27	141,61	25	0,0090	0,83817	693,90	800	1,600	0,52	1,014	0,51	2,10	2,127	0,0081
N139/N140	141,61	141,51	25	0,0050	0,83817	774,75	800	2,500	0,34	0,901	0,40	1,56	1,408	0,0081
N140/N141	141,51	141,34	25	0,0070	0,83817	727,38	800	1,900	0,44	0,963	0,47	1,85	1,781	0,0081
N141/N142	141,34	141,17	25	0,0070	0,83817	727,38	800	2,000	0,42	0,949	0,45	1,85	1,755	0,0081
N142/N143	141,17	140,77	25	0,0080	0,83817	709,39	800	3,000	0,28	0,863	0,36	1,98	1,707	0,0081
N143/N144	140,77	140,39	25	0,0060	0,83817	748,71	800	2,800	0,30	0,878	0,37	1,71	1,503	0,0081
N144/N145	140,39	140,21	25	0,0070	0,83817	727,38	800	3,800	0,22	0,804	0,32	1,85	1,487	0,0081
N145/N146	140,21	139,85	25	0,0095	0,83817	686,90	800	2,000	0,42	0,949	0,45	2,15	2,045	0,008
N147/N148	135,0	134,7	100	0,0300	2,7762	867,56	1000	4,000	0,69	1,074	0,61	4,44	4,773	0,0222
N148/N149	134,7	134,2	207	0,0200	2,7762	936,09	1000	4,700	0,59	1,045	0,55	3,63	3,791	0,0222
N149/N150	134,2	133,7	50	0,0150	2,7762	987,97	1000	6,100	0,46	0,972	0,47	3,14	3,053	0,0222
N150/N151	133,7	132,6	50	0,0220	2,7762	919,51	1000	4,700	0,59	1,045	0,55	3,80	3,976	0,0222
N156/N157	144,07	142,45	37,72	0,043	1,07217	509,55	630	4,200	0,26	0,842	0,34	5,85	4,929	0,0101
N157/N158	142,45	141,11	32,68	0,041	1,07217	514,12	630	3,800	0,28	0,865	0,36	5,72	4,947	0,0101
N158/N159	141,11	140,90	37,93	0,006	1,07217	588,19	630	3,500	0,31	0,883	0,38	3,99	3,524	0,01017
N159/N160	140,90	140,68	38,02	0,006	1,07217	545,13	630	3,750	0,29	0,868	0,36	4,89	4,246	0,0101
N160/N161	140,68	140,55	30,00	0,004	1,07217	588,19	630	4,500	0,24	0,825	0,33	3,99	3,292	0,0101
N161/N162	140,55	140,50	24,88	0,002	1,07217	588,19	630	4,900	0,22	0,802	0,32	3,99	3,202	0,0101
N163/N164	136,76	136,51	42,00	0,006	0,39383	507,40	630	2,900	0,14	0,685	0,25	1,64	1,124	0,0038
N164/N165	136,51	136,36	40,00	0,004	0,39383	548,45	630	1,750	0,23	0,810	0,32	1,34	1,084	0,0038
N165/N166	136,36	136,22	38,00	0,004	0,39383	553,53	630	1,500	0,26	0,849	0,35	1,34	1,137	0,0038
N166/N167	136,22	136,09	42,00	0,003	0,39383	546,35	630	1,100	0,36	0,913	0,41	1,16	1,059	0,0038
N168/N169	132,40	132,00	34,73	0,012	1,10939	735,85	800	1,100	1,01	1,144	0,82	2,42	2,771	0,0103
N169/N170	132,00	131,85	40,48	0,004	1,10939	663,64	800	1,100	1,01	1,144	0,82	1,40	1,600	0,0103

N170/N1 71	131,85	131,47	43,90	0,009	1,1093 9	776,12	800	2,100	0,53	1,017	0,51	2,10	2,132	0,0103
N171/N1 72	131,47	130,92	43,57	0,013	1,1093 9	723,05	800	1,500	0,74	1,089	0,64	2,52	2,744	0,0103
N173/N1 74	137,4	136,9	92,00	0,005	1,4186 7	674,47	800	3,000	0,47	0,983	0,48	1,56	1,537	0,0126
N174/N1 75	136,9	134,8	77,00	0,027	1,4186 7	686,46	800	1,750	0,81	1,117	0,68	3,63	4,056	0,0126
N176/N1 77	143,5	142,96	180,00	0,003	2,1648 5	971,07	1000	2,500	0,87	1,134	0,72	1,40	1,593	0,01785
N177/N17 8	143,0	142,72	90,00	0,003	2,1648 5	852,72	1000	2,200	0,98	1,141	0,79	1,40	1,603	0,01785

ANNEXE VI

ANNEXE VI

EVALUATION DU VOLUME DES BASSINS DE RETENUE
Méthode dite des volumes



Source : Guerree Gomella , (1967), Les eaux usées dans les agglomérations urbaines , édition Eyrolles Paris

