



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement des localités les
Annassers et Diar El Afia commune de Kouba (W. Alger)**

Présenté par :

AHMED EL ARBI Hacina

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Présidente
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Membre
SALHI Schahrazed	M.C.B	Membre
KAHLERRAS Djilali	M.C.A	Promoteur

Session : 2023

Remerciement :

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, de la force, de la volonté et du courage nécessaires pour mener à bien cet humble projet, réalisé avec dévouement, passion et intégrité.

Ensuite, je souhaite exprimer ma gratitude envers ma mère pour son soutien indéfectible, sa motivation et les sacrifices qu'elle a consentis pour me permettre d'atteindre ma position actuelle. De plus, je tiens à remercier mon cher père qui a tout mis en œuvre pour m'apporter un soutien moral et financier, ainsi que pour ses encouragements constants et ses conseils.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mon promoteur Mr. DJILALI KAHLERAS pour son soutien inestimable tout au long de la réalisation de ma mémoire de fin d'étude. Ses expertises, ses conseils éclairés et sa disponibilité ont été des éléments cruciaux dans la réussite de ce mémoire.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Je tiens également à remercier chaleureusement ENSH, qui a fourni un environnement stimulant propice à l'apprentissage et au développement académique. Les ressources mises à ma disposition et le cadre pédagogique ont grandement contribué à enrichir mon travail de recherche.

Un merci particulier à mes amies AMANI, MARJA, SIHEM et SONIA, qui ont partagé avec moi leurs idées et expériences, créant ainsi un environnement collaboratif et enrichissant.

Merci encore pour votre précieuse contribution à mon parcours académique.

AHMED EL ARBI Hacina

Dédicace :

Je dédie ce travail

À mes parents, dont le soutien indéfectible a été ma source d'inspiration et de force tout au long de cette aventure académique. Votre amour, vos encouragements et votre croyance en mes capacités ont été la lumière qui a éclairé mon chemin vers la réussite.

Mes tantes et oncles, surtout ma tante AMINA, pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements constants, et je n'oublie pas ma tante SAHLA, qui m'a encouragé et m'a donné la force de continuer ce succès

À mes cousines YASMINE, MERIEM et MANEL pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements constants. Votre présence a rendu ce voyage plus significatif et joyeux.

À mes amies RAJAA et SAFA qui ont partagé les hauts et les bas, les joies et les peines de ce parcours académique. Votre amitié a été le socle sur lequel j'ai construit mes succès.

Je vous remercie de tout mon cœur, à chacun qui a joué un rôle, grand ou petit, dans cette aventure, je vous dédie ce travail. Vos contributions, conseils et encouragements ont été des éléments cruciaux pour mon développement académique.

AHMED EL ARBI Hacina

يعاني كل من حي العناصر و حي ديار العافية الموجودين في بلدية القبة (ولاية الجزائر) من تدهور نظام إخلاء مياه الصرف الصحي وكثرة الأعطاب، حيث توجد شبكة الصرف الصحي تحت المباني. يهدف هذا المشروع إلى إجراء دراسة تشخيصية وإعادة تأهيل هذه الشبكة. في إطار هذا العمل، قمنا بجمع المعطيات اللازمة بعد ان قدمنا لمحة مفصلة عن الوضعية الحالية لهذه الشبكة، و على اساس هذه الوضعية قدمنا مجموعة من الحلول المناسبة سواء من حيث التكلفة او من حيث الفعالية لافق 2053.

الكلمات المفتاحية: نظام الصرف الصحي؛ التشخيص؛ شبكة الصرف الصحي تحت المباني.

Résumé

Les localités des Annassers et Diar El Afia, situées dans la commune de Kouba (wilaya d'Alger), souffrent de la détérioration du système d'évacuation des eaux usées et de la fréquence des pannes, notamment la présence du réseau d'assainissement sous les bâtiments. L'objectif de ce projet est de réaliser une étude diagnostique et réhabilitation de ce réseau. Dans le cadre de ce travail, nous avons recueilli les données nécessaires après avoir fourni un aperçu détaillé de l'état actuel de réseau d'assainissement, et sur la base de cette situation, nous avons fourni un ensemble de solutions appropriées tant en termes de coût qu'en termes d'efficacité au-delà de 2053.

Mots clés : système d'assainissement ; diagnostic ; réseau d'assainissement sous bâtis.

Abstract

The localities of Annassers and Diar El Afia, located in the municipality of Kouba (wilaya of Algiers), are suffering from the deterioration of the sewage system and the frequency of breakdowns, particularly the presence of the sanitation network beneath the buildings. The objective of this project is to conduct a diagnostic study and rehabilitation of this network. As part of this work ,we have collected the necessary data after we have provided a detailed overview of the current status of the sanitation network, and on the basis of this situation we have provided a set of appropriate solutions both in terms of cost and in terms of effectiveness above 2053.

Keywords: sanitation system; diagnostic; sanitation network under buildings.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I. Situation géographique de la zone d'étude	1
II. Historique du plateau les Annassers	1
III. Localisation de la commune de Kouba	1
IV. Situation administrative	2
V. Situation géologique	2
VI. Relief	3
VII. Population	4
VIII. Situation Climatique	4
VII.1. Climat	4
VII.2. Température	4
VII.3. Pluviométrie	6
VII.4. Humidité	7
VII.5. Vent	7
VII.6. Evaporation	7
IX. Hydrographie	8
X. Situation hydraulique	8
IX.1. Alimentation en eau potable	8
IX.2. Assainissement	9
IX.3. Identification des points de raccordement principaux	10
Conclusion	11

CHPITRE II : Diagnostic du système d'évacuation

Introduction	12
I. L'objectif de l'étude du diagnostic	12
II. Etat du système d'assainissement existant au niveau de cité les Annassers 1	12
III. Recommandation	17
IV. Classification du réseau d'assainissement existant	18
V. Classification du réseau d'assainissement existant par cité résidentielle	18
V.1. Cité Des Annassers 01	18
V.2. Cité Coopemad Nord	19
V.3. Cité Coopemad Sud	19
V.4. Cité Des Annassers 02	20
V.5. Cité Diar El Afia	20
VI. Repérage et implantation sur plan des regards existants	21
VI.1. Etat des regards	21
Conclusion	26

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Introduction	27
I. Période de retour (T)	27
II. La série des données pluviométrique	27
III. Système d'Aide à la Décision (Hyfran-plus)	29
III.1. Diagramme Log-Log	30
III.2. Rapport de Hill [Hill, 1975]	31
III.3. Statistique de Jackson [Jackson, 1967]	32
IV. Etude des précipitations maximales journalières	33
V.1. Caractéristiques empiriques de la série	33
V.2. Ajustement de la série	34
V.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée	40
V. Intensité moyenne des précipitations	43
Conclusion	44

CHAPITRE IV : Calcul des éléments de base

Introduction	45
I. Situation démographique	45
II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	45
III. Système d'évacuation des eaux	46
III.1. Les différents systèmes d'assainissement	46
III.2. Le choix du système d'assainissement	50
IV. Schéma d'évacuation des eaux	51
IV.1. Les différents schémas d'assainissement	51
IV.2. Le choix du schéma d'évacuation	53
V. Le coefficient de ruissellement	54
V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement	54
V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin	56
VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin	57
Conclusion	57

CHAPITRE V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction	58
I. Origine et nature des eaux à évacuer	58
I.1. Les eaux usées	58
I.2. Les eaux pluviales	60
II. Estimation des débits des eaux usées	60
II.1. Débits des eaux usées des établissements publics	61
II.2. Débits des eaux usées domestiques	63
II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer	64
III. Estimation des débits des eaux pluviales	65
III.1. La méthode rationnelle	65
III.2. La méthode superficielle	68
III.3. Choix de la méthode	72
III.4. Calcul des débits pluviaux	72
III.5. Calcul des débits totaux	73
Conclusion	73

CHAPITRE VI : Calcul hydraulique de réseau

Introduction	74
I. Principe de conception d'un système d'assainissement	74
II. Mode de dimensionnement des canalisations	75
II.1. Base de calcul	75
II.2. Formule de MANNING-STRICKLER	75
III. Conditions d'autocurage	77
IV. Normes d'écoulement et d'implantation	78
V. Résultats du dimensionnement	78
VI. Réseau d'assainissement projeté	91
VI.1. Linéaire du réseau projeté par cité résidentielle	91
Conclusion	93

CHAPITRE VII : Eléments constitutifs du réseau d'assainissement et ouvrages annexes

Introduction	94
I. Les ouvrages principaux	94
I.1. Les canalisations	94
I.2. Formes et sections de conduites	94
I.3. Critères du choix de conduite	94
I.4. Types de matériaux	95
I.5. Les essais de conduites préfabriqués	97
I.6. Pose de canalisation	97
II. Les ouvrages annexes	98
II.1. Les ouvrages normaux	98
II.2. Les ouvrages spéciaux	102
Conclusion	114

CHAPITRE VIII : Organisation du chantier, protection et sécurité de travail

Introduction	115
I. Les étapes de réalisation du projet	115
I.1. Manutention et stockage des conduites	115
I.2. Décapage de la terre végétale	115
I.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards	115
I.4. Aménagement du lit de sable	116
I.5. Emplacement des piquets	116
I.6. Pose des canalisations	116
I.7. Assemblage des canalisations	116
I.8. Essai d'étanchéité	116
I.9. Réalisation des regards	117
I.10. Réalisation des branchements	117
I.11. Remblayage et compactage	118
II. Choix des engins	118
III. Détermination des différents volumes des travaux	121
III.1. Volume du décapage de la couche végétale	121
III.2. Volume du déblai des tranchées	121
III.3. Volume occupé par le lit de sable	121
III.4. Volume occupé par les conduites	122
III.5. Volume de l'enrobage	122
III.6. Volume du remblai de protection	122
III.7. Volume excédentaire	122
IV. Devis quantitatif et estimatif du système d'assainissement	123
V. Protection et sécurité de travail	124
V.1. Définition de l'accident de travail et de maladie professionnelle	125
V.2. Les causes des AT et MP	126
V.3. Le système Algérien de prévention des risques professionnels	126
V.4. La prévention des risques professionnels	127
VI. Planification du projet	128
VI.1. Techniques de la planification	128
VI.2. Les étapes de la planification	129
VI.3. Symboles des différentes opérations	130
Conclusion	131

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-01 : Nombre de logements et d'habitants pour chaque cité	4
Tableau I-02 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes de la commune Kouba	5
Tableau I-03 : Précipitations maximales journalière et totale mensuelles (2015)	6
Tableau I-04 : Humidité relative moyenne annuelle (1996-2008)	7
Tableau I-05 : Répartition mensuelle de la vitesse des vent	7
Tableau I-06 : Variation de l'évaporation annuelle (1996-2007)	8
Tableau I-07 : Identification des points de raccordements du réseau d'assainissement existant	11

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'évacuation

Tableau II-01 : Classification du réseau d'assainissement du plateau des Annassers	18
Tableau II-02 : Classification du réseau d'assainissement de la cité des Annassers 1	19
Tableau II-03 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Coopemad Nord.	19
Tableau II-04 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Coopemad Sud.	20
Tableau II-05 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Des Annassers 02.	20
Tableau II-06 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Diar El Afia.	21
Tableau II-07 : Nombre des regards existants avec leurs type et pourcentage	21
Tableau II-08 : Les caractéristiques des regards	22
Tableau II-09 : Les caractéristiques des regards (SUITE)	23
Tableau II-10 : Les caractéristiques des regards (SUITE)	24
Tableau II-11 : Les caractéristiques des regards (SUITE)	25

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Tableau III-01 : Identification de la station pluviométrique de Birmandreis ANRH	27
Tableau III-02 : La série pluviométrique (Station de Birmandreis) 1984-2015	28
Tableau III-03 : Les caractéristiques de la série pluviométriques (Hyfran-Plus)	34
Tableau III-04 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran-Plus)	35
Tableau III-05 : Résultat de l'ajustement à la loi Pearson type 3 (Hyfran-Plus)	37
Tableau III-06 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran-Plus)	38
Tableau III-07 : Résultat du test de Pearson χ^2 (Hyfran-Plus)	39
Tableau III-08 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	42

CHAPITRE IV : Calcul des éléments de base

Tableau IV-01 : Avantages et inconvénients du système unitaire	47
Tableau IV-02 : Avantages et inconvénients du système séparatif	49
Tableau IV-03 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	54
Tableau IV-04 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	55
Tableau IV-05 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	55
Tableau IV-06 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	55
Tableau IV-07 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque surface élémentaire	56
Tableau IV-08 : Nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire	57

CHAPITRE V : Evaluation des débits à évacuer

Tableau V-01 : Débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire	62
Tableau V-02 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire	65
Tableau V-03 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	71
Tableau V-04 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	72
Tableau V-05 : Débits totaux de la zone d'étude	73

CHAPITRE VI : Calcul hydraulique du réseau

Tableau VI-01 : Coefficient de rugosité de Manning et Strickler pour divers types de matériaux	76
Tableau VI-02 : Calculs hydraulique du réseau projeté	79
Tableau VI-03 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	80
Tableau VI-04 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	81
Tableau VI-05 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	82
Tableau VI-06 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	83
Tableau VI-07 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	84
Tableau VI-08 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	85
Tableau VI-09 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	86
Tableau VI-10 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	87
Tableau VI-11 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	88
Tableau VI-12 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	89
Tableau VI-13 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)	90
Tableau VI-14 : Linéaire total du réseau projeté	91
Tableau VI-15 : Linéaire du réseau projeté pour la cité des Annassers 1	92
Tableau VI-16 : Linéaire du réseau projeté pour la cité des Annassers 2	92
Tableau VI-17 : Linéaire du réseau projeté pour la cité Coopemad Sud	92
Tableau VI-18 : Linéaire du réseau projeté pour la cité Diar El Afia	92
Tableau VI-19 : Linéaire du réseau projeté pour la cité Coopemad Nord	93

CHAPITRE VIII : Organisation de chantier, protection et sécurité de travail

Tableau VIII-01 : Coefficient de foisonnement	123
Tableau VIII-02 : Devis quantitatif et estimatif du système d'assainissement	124
Tableau VIII-03 : Détermination de délais	131

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-01 : Localisation de la commune de Kouba wilaya d'Alger	2
Figure I-02 : Délimitation des (05) cités du plateau des Annassers	3
Figure I-03 : Histogramme des températures mensuelles maximales et moyennes (2019)	5
Figure I-04 : Histogramme des précipitations maximales journalières et totale	6
Figure I-05 : Histogramme de l'évaporation annuelle (1996-2007)	8

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'évacuation

Figure II-01 : Regard en mauvais état (26-03-2016)	13
Figure II-02 : Regard avec faible écoulement (26-03-2016)	13
Figure II-03 : Débordement de regard au niveau du cite les Annassers 2 (01-06-2016)	14
Figure II-04 : Débordement de regard au niveau du cite les Annassers 1 (01-06-2016)	14
Figure II-05 : Regard bouché au niveau du cite les Annassers 1(25-03-2016)	14
Figure II-06 : Regard obture (31-03-2016)	15
Figure II-07 : Regard envasé (25-03-2016)	15
Figure II-08 : Regard colmaté pénétration des déchets (27-03-2016)	16
Figure II-09 : Regard hors service (02-06-2016)	16
Figure II-10 : Regard bétonné (26-05-2016)	16
Figure II-11 : Regard avec faible écoulement au niveau du cite les Annassers 1(27-03-2016)	17

CHAPITRE III : Etude hydrologique

Figure III-01 : Histogramme de la série pluviométrique (Station de Birmandreis) 1984-2015	29
Figure III-02 : Diagramme des critères de choix entre les classes C, D et E	30
Figure III-03 : Graphique Log-Log de la série pluviométrique « station de Birmandreis » 1984-2015	31
Figure III-04 : Rapport de Hill de la série pluviométrique « station de Birmandreis » 1984-2015	32
Figure III-05 : Statistique de Jackson de la série pluviométrique « station de Birmandreis » 1984-2015	33
Figure III-06 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel (Hyfran-Plus)	36
Figure III-07 : Ajustement graphique à la loi Pearson type 3 (Hyfran-Plus)	37
Figure III-08 : Ajustement graphique à la loi GEV (Hyfran-Plus)	38
Figure III-09 : Comparaison des critères de distribution (Hyfran-Plus)	40
Figure III-10 : Courbe Intensité-Durée-Fréquence « Station de Birmandreis »	44

CHAPITRE IV : Calcul des éléments de base

Figure IV-01 : Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires	45
Figure IV-02 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	46
Figure IV-03 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	47
Figure IV-04 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	49
Figure III-05 : Schéma perpendiculaire	50

Figure III-06 : Schéma par déplacement latéral	51
Figure III-07 : Schéma à collecteur transversal ou oblique	51
Figure III-08 : Schéma par zones étagées	52
Figure III-09 : Schéma radial	52

CHAPITRE VII : Eléments constitutifs du réseau d'assainissement et ouvrages annexes

Figure VII-01 : Joints sur tuyau en grès	95
Figure VII-02 : Joints sur tuyaux en béton	96
Figure VII-03 : Exemple d'un branchement simple	98
Figure VII-04 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation	99
Figure VII-05 : Exemple d'une bouche d'égout (absorption par le haut)	100
Figure VII-06 : Exemple d'une bouche d'égout (absorption par le cote latéral)	100
Figure VII-07 : Exemple d'un regard de visite	101
Figure VII-08 : Exemple d'un regard de chute	102
Figure VII-09 : Schéma type du déversoir d'orage	103
Figure VII-10 : Déversoir à seuil frontal	106
Figure VII-11 : Déversoir à seuil latéral	107
Figure VII-12 : Déversoir à seuil double	108

CHAPITRE VIII : Organisation du chantier, protection et sécurité de travail

Figure VIII-01 : Pose du lit de sable	116
Figure VIII-02 : Niveleuse	119
Figure VIII-03 : Bulldozer	119
Figure VIII-04 : Pelle à chenille	120
Figure VIII-05 : Chargeuse	120
Figure VIII-06 : Compacteur à rouleaux lisses	121
Figure VIII-07 : Les plaques d'organisation de chantier	125
Figure VIII-08 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution	131

Liste des planches

Planche n°1/4 : Tracé en plan du réseau existant

Planche n°2/4 : Tracé en plan du réseau projeté

Planche n°3/4 : Profil en long de collecteur principal

Planche n°4/4 : Ouvrages annexes

Introduction générale

Dans un contexte mondial marqué par l'urbanisation rapide, l'assainissement urbain revêt une importance cruciale pour faire face aux défis croissants liés à la densité de population, à l'industrialisation et aux changements climatiques. Les systèmes d'assainissement urbain comprennent généralement la collecte, ainsi que le traitement et la gestion des eaux usées.

Cette étude se concentre sur le réseau d'assainissement des villes les Annassers et Diar El Afia commune Kouba, qui a pour objectif de collecter les eaux usées et de les évacuer. Le réseau d'assainissement de la zone d'étude fait face à d'importants problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux, en raison de l'expansion de la ville et la durée de mise en œuvre du réseau qui a dépassé les 30 ans.

Actuellement, les eaux usées et pluviales sont évacuées par un collecteur des Annassers et Ovoïde Oued Kniss. Afin de remédier à cette situation, le service de l'hydraulique a entrepris des études de diagnostic visant à identifier des solutions appropriées pour une évacuation des eaux dans des conditions optimales tout en préservant l'état écologique de la zone, notamment la protection des nappes d'eau et de l'environnement.

S'appuyant sur ces orientations, et après une étude diagnostic approfondie, notre travail commence par présenter l'agglomération du point de vue de sa situation géographique, topographique et hydraulique, notamment en ce qui concerne l'assainissement et l'alimentation en eau potable. Par la suite, notre étude vise à calculer les besoins d'évacuation liés aux eaux pluviales, domestiques et d'autres catégories. Ces calculs serviront de base pour dimensionner le système d'évacuation en fonction de la topographie du site et de l'emplacement de l'exutoire.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Introduction :

L'objectif fondamental d'un projet d'assainissement réside dans l'évacuation adéquate des eaux usées et pluviales d'une agglomération par la voie hydraulique. Afin de ne pas répandre de mauvaises odeurs pour la zone d'habitat concerné et à garantir des conditions sanitaires optimales pour le bien-être public. Le projet d'assainissement d'une région se compose d'une étude des divers éléments concernant la situation topographique, le climat, le mode d'emploi du terrain, etc.

I. Situation géographique de la zone d'étude :

La commune de Kouba se situe sur l'un des derniers mamelons du sahel algérois, à une altitude de 120 à 135 m. Son territoire s'étend vers le nord à travers des pentes douces pour rejoindre la petite plaine côtière et au sud en direction de la Mitidja un peu plus loin.

II. Historique du plateau les Annassers :

Conçus comme de vastes ensembles de cités planifiées à partir des années 1960, ces lieux comprennent cinq cités majeures. Initialement lancé dans le cadre du plan de Constantine pour loger la population indigène, le projet d'aménagement du plateau des Annassers prévoyait la construction de logements. Cependant, seule une première phase a été achevée avant 1970, aboutissant à la livraison de la cité des Annassers 1 en 1977 et de la cité Diar El Afia en 1980. Dans les années 1970 ultérieures, deux autres cités ont vu le jour : les Annassers 2, construite et livrée en 1980, ainsi que les Cités Coopemad Sud et Nord.

III. Localisation de la commune de Kouba :

La commune de Kouba est située dans la wilaya d'Alger. Elle est délimitée par :

- Au nord : la commune de Hussein Dey.
- À l'ouest : la commune de Bir Mourad Raïs.
- À l'est : la commune de Bachdjarah.
- Au sud : les communes de Djasr Kasentina et Birkhadem.

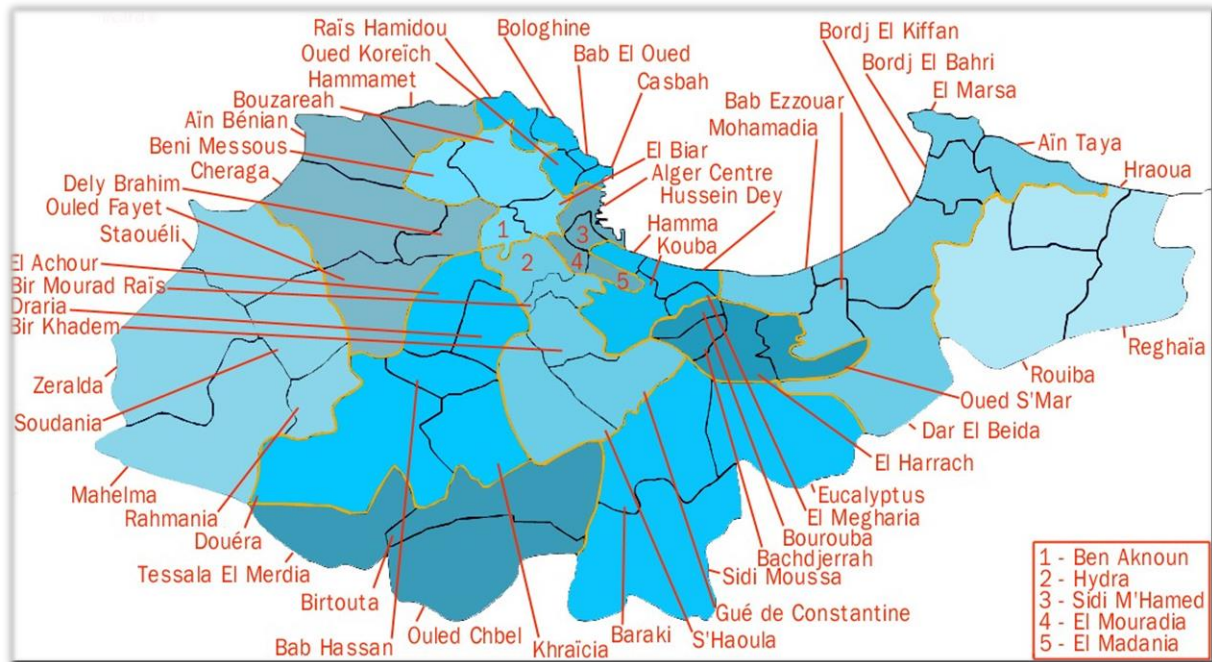


Figure I-01 : Localisation de la commune de Kouba wilaya d'Alger

Source : commons.wikimedia.org (2024)

IV. Situation administrative :

Le périmètre du plateau des Annassers est délimité de la manière suivante :

- Au nord, par le palais de la culture, le Ministère des Affaires étrangères, et la commune d'El Madania.
- Au sud, par Vieux Kouba et Garidi 1.
- À l'est, il est séparé par une autoroute des quartiers de La Croix et de la commune d'Hussein Dey.
- À l'ouest, par Bir Mourad Raïs, Garidi 2, ainsi que les Sources.



Figure I-02 : Délimitation des (05) cités du plateau des Annassers

Source : Google Earth (22-02-2024)

V. Situation géologique :

La géologique analyse la composition du sol afin de définir les techniques appropriées pour creuser les tranchées et sélectionner les engins adaptés. Notre région d'étude est située dans la région de l'Atlas Tellien, caractérisée par la présence de terrains allochtones.

VI. Relief :

La région peut être divisée en deux secteurs distincts. À l'ouest, le relief est plus complexe et atteint des altitudes plus élevées, variant entre 130 à 150 m. En revanche, à l'est, le relief est moins élevé et plus ouvert, caractérisé par une topographie uniforme avec des altitudes allant de 100 à 120 m.

VII. Population :

Notre zone d'étude concerne le plateau des Annassers qui est subdivisée en 5 cités : celle de la cité des Annassers 01, cité Coopemad Nord et Sud, Diar El Afia ainsi que la cité des Annassers 02 sont urbanisées par des logements, alors le calcul du nombre d'habitant prévu se fait sur la base d'un taux d'occupation des sols prévu de 7 habitant/logement.

$$\text{Taux d'occupation du sol calculé} = \frac{\text{Nombre d'habitant}}{\text{Nombre de logements}} \left(\frac{\text{hab}}{\text{logt}} \right)$$

$$\text{Nombre d'habitant prévu} = \text{Nombre de logements} \times \text{Taux d'occupation du sol prévu}$$

Le nombre de logements et d'habitants dans chaque cité est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I-01 : Nombre de logements et d'habitants pour chaque cité

Zone d'étude	Surface (ha)	Nombre de logements	Nombre d'habitant	Taux d'occupation du sol calculé	Taux d'occupation du sol prévu	Nombre d'habitant prévu
Les Annassers 1	13	1484	6701	4.52	7	10388
Coopemad Nord	14	362	1148	3.17	7	2534
Coopemad Sud	16	459	1202	2.62	7	3213
Diar El Afia	13	918	4995	5.44	7	6426
Les Annassers 2	14	805	2605	3.24	7	5635
La somme	70	4028	16651			28196

Source : APC Kouba

VIII. Situation Climatique :

VII.1. Climat :

La ville de Kouba possède un climat méditerranéen semi-aride, qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides.

VII.2. Température :

Selon les données climatologiques, le plateau des Annassers est marqué par un climat méditerranéen, se traduisant par des températures relativement élevées pendant la saison estivale. En août, le mois le plus chaud, la moyenne des températures atteint 26,5 °C, tandis qu'en février, le mois le plus froid, la moyenne est de 11,5 °C.

Les relevés des températures de la commune Kouba entre 2005 et 2012, réalisés à la station de Birmandreis par ANRH.

Les températures observées sont représentées dans le (Tableau I-02) :

Tableau I-02 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes de la commune Kouba

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Aout
T(min) en C°	17.6	14.1	10.1	7.1	5.7	5.2	6.9	8.5	12.9	16.3	18.8	20.5
T(max) en C°	29.4	26.6	20.9	18.3	17.5	17.8	20.1	21.7	25.3	28.7	31.4	32.5
T(moy) en C°	23.5	20.1	15.5	12.7	11.6	11.5	13.5	15.1	19.1	22.5	25.1	26.5

Source : ANRH Alger (2023)

D'après le tableau ci-dessus, on observe deux saisons distinctes :

- Une période froide s'étendant de Novembre à Avril, avec les mois les plus froids, Janvier et Février, affichant une température moyenne mensuelle de 11,5 °C.
- Une période chaude allant de Juillet à Septembre, où les mois les plus chauds, Juillet et Août, enregistrent une température moyenne mensuelle dépassant les 30 °C.

Températures mensuelles maximales et moyennes de la commune Kouba (2019)

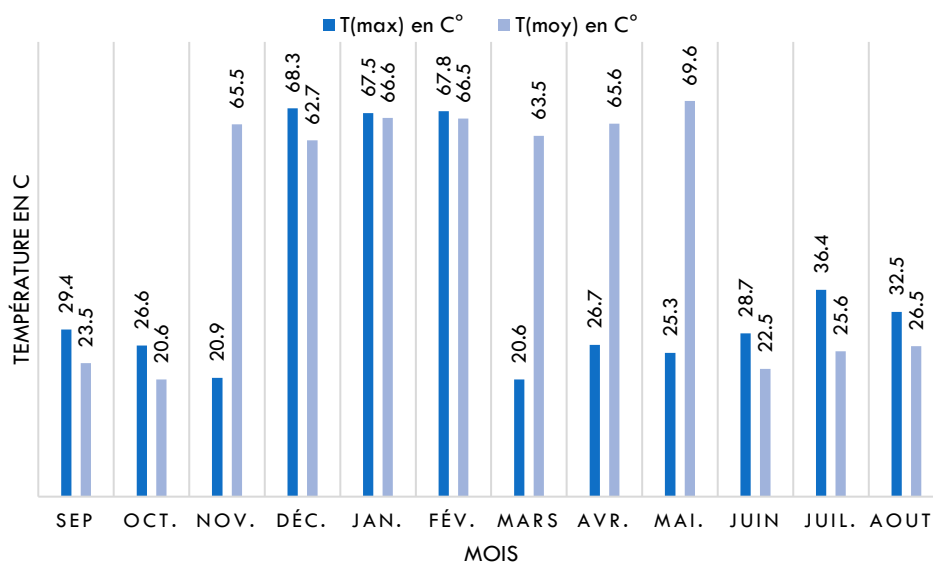


Figure I-03 : Histogramme des températures mensuelles maximales et moyennes (2019)

VII.3. Pluviométrie :

La pluviométrie maximale journalière annuelle de la zone d'étude pendant la période (1984-2015) a une moyenne de 62.9 mm, un minimum de 30.5 mm et un maximum de 125 mm

Le tableau suivant (Tableau I-02) présente les précipitations maximales journalière et totale mensuelles de l'année 2015 :

Tableau I-03 : Précipitations maximales journalière et totale mensuelles (2015)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août
P_{Jmax} (mm)	8	67	42.5	50	54	44	43.5	27	24.5	0.5	5.5	0
P_{Totale} (mm)	19	179	136	50	90	169.5	128	45.5	27.5	1.5	9	0

Source : ANRH Alger (2023)

L'analyse de la variation des précipitations (Figure I-03) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Octobre au mois de Mars ; avec une hauteur maximale de précipitation de 67 mm enregistrée au mois de Octobre.
- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; ou il ne pleuvait pas au mois d'Aout.

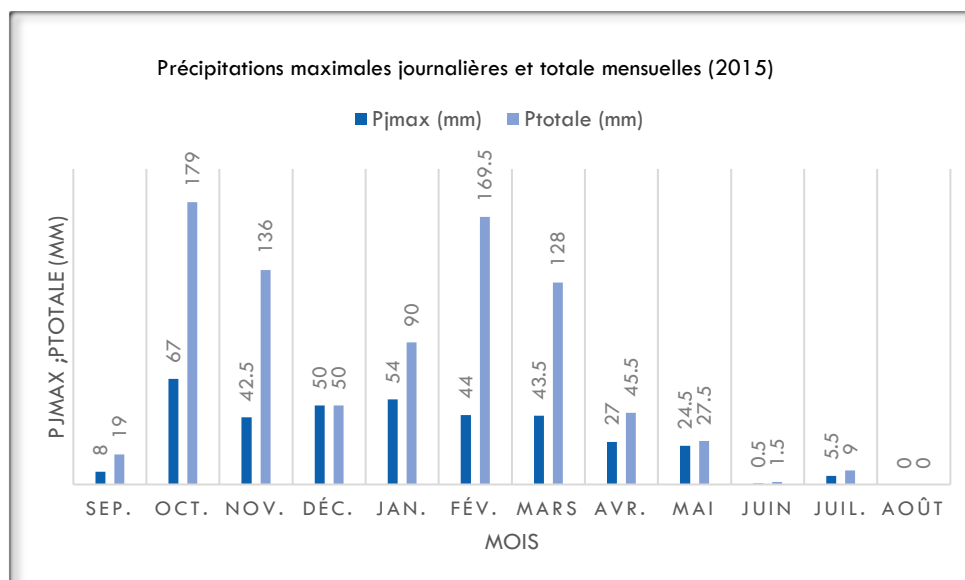


Figure I-04 : Histogramme des précipitations maximales journalières et totale

VII.4. Humidité :

L'humidité relative (ou état hydrométrique) c'est le rapport en pourcentage de la tension de vapeur maximum à la température mesurée. Elle est mesurée à l'aide d'un hygromètre (appelé aussi humidimètre).

Le tableau ci-dessous représente l'humidité relative moyenne annuelle de la station la plus proche de la zone d'étude.

Tableau I-04 : Humidité relative moyenne annuelle (1996-2008)

Années	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Humidité en (%)	75	73	75	73	73	75	76	77	78	77	75	77	76

Source : ANRH Alger (2023)

VII.5. Vent :

La vitesse du vent varie entre 2.8 m/s et 3.8 m/s et la vitesse moyenne mensuelle est égale 3.34m/s, les valeurs concernant la vitesse du vent sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-05 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
V (m/s)	3.6	3.6	3.3	3.4	3.4	3.4	3.3	3.5	3	2.8	3	3.8

Source : ANRH Alger (2023)

VII.6. Evaporation :

La notion d'évaporation est importante dans les études de bilan hydraulique ou d'évaluation des ressources en eau. L'évaporation est la conversion de l'eau de l'état liquide à l'état de vapeur ; elle dépend de climat et ses variations (L'humidité, le vent, la température, pression atmosphérique). Elle est mesurée par un évaporomètre.

Le tableau ci-dessous représente la variation de l'évaporation annuelle en millimètre, mesurée sous abri dans la station la plus proche de la zone d'étude.

Tableau I-06 : Variation de l'évaporation annuelle (1996-2007)

Années	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Max. (mm)	1255.4	1395.4	1157	1255.2	1258.6	967.1	847.7	871.2	829.5	786.7	821.7	712.9

Source : ANRH Alger (2023)

Selon le tableau (I-06), le minimum de l'évaporation annuelle est de 712.9 mm enregistré en 2007 et le maximum est de 1395.4 mm en 1997.

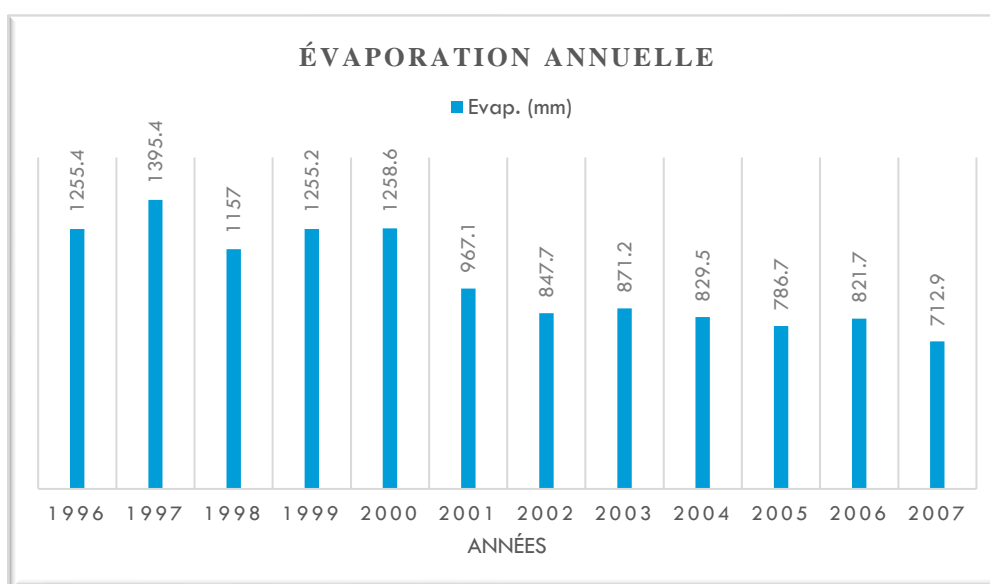


Figure I-05 : Histogramme de l'évaporation annuelle (1996-2007)

IX. Hydrographie :

La commune de Kouba est bordée à l'est par l'oued Ouchayah et au sud par l'oued El Abki, l'oued el Garidi en lieu et place de l'actuelle rocade sud et l'oued Kniss au nord.

X. Situation hydraulique :

IX.1. Alimentation en eau potable :

La commune de Kouba a une population importante, de sorte que la ville est alimentée en eau par station de traitement des eaux El Hamma et les 2 réservoirs du capacite de 2000 m3

situé à Ben Omar. La commune est dotée d'un réseau de distribution du type maillé qui est constitué principalement en PEHD.

IX.2. Assainissement :

En procédant par le groupement des tronçons de collecteurs, ainsi trouvés, on a remarqué qu'il existe au niveau du plateau des Annassers un réseau d'assainissement unitaire, en générale les collecteurs draines des cités résidentielles avec 5 cités en citant : la cité les Annassers 1, cités Coopemad Nord et sud, cité Diar El Afia ainsi la cité les Annassers 2 dite Sorecal, l'ensemble du réseau comporte essentiellement les notes suivantes :

- Le diamètre de ces réseaux varie de 300 mm à 800 mm.
- Les collecteurs sont réalisés en béton comprimé, PVC et béton armé.
- Ovoïde Oued Kniss des dimensions $\Phi 3200$ mm x 2950 mm x 2800 mm qui reçoit les débits des eaux usées et pluviales de la cite du Diar El Afia, ainsi deux tours de la cités Coopemad Nord.
- Un Dalot qui draine la cité les Annassers 1, la partie nord de la cité des Annassers 02, Coopemad nord et sud, de dimensions (1.55 m x 1.20 m).

IX.2.1. Réseau d'assainissement existant des Annassers 01 :

La cité les Annassers 01 est urbanisée par des logements, elle possède un réseau de type unitaire, dont les diamètres des collecteurs varient de 300 mm à 800 mm, l'ensemble des eaux usées et pluviales de la cité sont drainés par un collecteur principal de DN 800 mm en béton armé afin qu'il soit acheminé au dalot de dimensions (1.55 m x 1.20 m) qui se trouve au sud de la cité et qui est longe la rive gauche de la voie expresse ND5 afin qu'il rejoigne l'axe de la voie depuis le regard R421. (Plan N°1 du tracé du réseau d'assainissement existant)

IX.2.2. Réseau d'assainissement existant du Diar El Afia :

la cité de Diar El Afia,, est située au Nord-Ouest de la zone d'étude, elle comporte essentiellement des logements ,elle possède un réseau de type unitaire, dont les diamètres des collecteurs varient de 300 mm à 600 mm et réalisés en béton comprimé, PVC et béton armé, l'ensemble des eaux usées et pluviales de la cités sont drainés par un collecteurs principal de DN 600 mm en béton armé qui sera raccordé à l' Ovoïde de Oued Kniss de dimensions $\Phi 3200$ mm x 2950 mm x 2800 mm (Plan N°1 du tracé du réseau d'assainissement existant).

IX.2.3. Réseau d'assainissement existant des Annassers 02 :

La cité des Annassers 02, est située au sud-ouest de la zone d'étude, la cité est urbanisée en logements, son réseau d'assainissement, est de type unitaire, de diamètre 300 mm.

Le réseau est réalisés en béton comprimé, et l'ensemble des eaux usées et pluviales de la cité, sont drainés vers le côté Nord par un collecteur 800 mm en béton armé qui draine aussi les eaux de la cité les Annassers 1 afin qu'il soient raccordées au regard R129 du dalot de dimensions (1.55 m x 1.20 m), les eaux de la partie Sud de la cité sont drainés par un collecteur de DN 1000 mm en béton armé qui se trouve dans le côté droit de la rocade sud N5 (Plan N°1 du tracé du réseau d'assainissement existant).

IX.2.4. Réseau d'assainissement existant du Coopemad Nord :

La cité Coopemad Nord, est la plus récente, le réseau d'assainissement est de type unitaire et les diamètres varient de 300 mm à 400 mm réalisé en béton comprimé et PVC, les eaux usées et pluviales sont drainées par le collecteur principal de DN 800 mm en béton armé qui draine aussi la cité les Annassers 1 et la partie Nord de la cité Les Annassers 2 (Plan N°1 du tracé du réseau d'assainissement existant).

IX.2.5. Réseau d'assainissement existant du Coopemad Sud :

La cité Coopemad Sud est urbanisée par des logements, elle possède un réseau d'assainissement unitaire ou le diamètre est 300 mm, les eaux usées et pluviales sont acheminées par le collecteur principal de DN 800 mm en béton armé (Plan N°1 du tracé du réseau d'assainissement existant).

IX.3. Identification des points de raccordement principaux :

Le tableau ci-dessous représente points de raccordements principaux du réseau d'assainissement existant des villes les Annassers et Diar El Afia

Tableau I-07 : Identification des points de raccordements du réseau d'assainissement existant

Zone d'étude		Nœud de raccordement	Q _{ep} (L/s)	Q _{eu} (L/s)	Q _t (L/s)	Diamètre (mm)	Matériau
Cité des Annassers 1	Côté Nord	9	215.92	10.53	226.45	Collecteur des Annassers (Dalot)	Béton armé
	Côté Sud	59	1506.36	25.28	1531.64	Collecteur des Annassers (ovoïde)	
Cité des Annassers 2	Côté Nord	46	514.67	13.46	528.13	DN 800	
	Côté Sud	115	977.70	17.78	995.48	DN 1000	
Diar El Afia		107	440.24	20.89	461.13	Ovoïde Oued Kniss	
Cité Coopemad Nord	2 tours (Côté Sud)	120	15.55	0.32	15.87	Ovoïde Oued Kniss	
		123	13.48	0.28	13.76		
	Le reste de la cité	34	1277.10	23.92	1301.02	DN 800	
Cité Coopemad Sud	Côté Nord	51	744.44	17.48	761.92	DN 800	
	Côté Sud	59	433.05	9.26	442.31	Collecteur des Annassers (Dalot)	

Source : BET PROJETHAL CONSULT

Conclusion :

Ce chapitre offre une vue d'ensemble de la zone d'étude, définissant les caractéristiques essentielles du site et recueillant les données fondamentales nécessaires pour entamer le diagnostic ainsi que les travaux d'aménagement, de réhabilitation et d'extension du réseau existant dans les localités d'Annassers et Diar El Afia la commune de Kouba.

CHAPITRE II :

DIAGNOSTIC DU SYSTÈME D'ÉVACUATION

Introduction :

Au fil des années, les réseaux d'assainissement peuvent présenter des anomalies susceptibles de perturber le bon fonctionnement du système d'évacuation, de limiter la durabilité des infrastructures, ou d'avoir des répercussions sur l'environnement. La phase diagnostique d'un système d'assainissement existant vise à évaluer l'état et le fonctionnement du réseau.

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

L'objectif de notre étude du diagnostic est :

- Évaluer et identifier les désordres et les dysfonctionnements du système d'assainissement des deux localités y compris les milieux récepteurs
- La reconnaissance et le diagnostic de l'état des collecteurs et les ouvrages hydrauliques
- Définition et identification des zones affrontées au risque d'inondation causé par le débordement des regards d'assainissements obstrués

II. Etat du système d'assainissement existant au niveau de cité les Annassers 1 :

D'après la délimitation des sous bassins le BET a procédé au calcul hydraulique et la vérification de la capacité des collecteurs du réseau d'assainissement du plateau des Annassers il a été constaté :

- ❖ L'extension de la zone d'étude a dépassé la capacité du réseau d'assainissement existant. De plus, il y a eu un manque d'entretien des bouches d'égout et des regards. Ce système d'assainissement, qui est de type unitaire, se compose d'un ensemble de collecteurs qui évacuent les eaux usées du plateau les Annassers.
- ❖ Réseau d'assainissement sous dimensionné de DN 300 mm
- Voici quelques photos qui montre le mauvais état de ces regards :



Figure II-01 : Regard en mauvais état (26-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-02 : Regard avec faible écoulement (26-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT

- ❖ Débordement des eaux usées a la cite des Annassers 01 et 02 au niveau de R62, R385, R386 et R422 ses figures illustrent une partie de la réalité du réseau d'assainissement des deux localités :



Figure II-03 : Débordement de regard au niveau du cite les Annassers 2 (01-06-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-04 : Débordement de regard au niveau du cite les Annassers 1 (01-06-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-05 : Regard bouché au niveau du cite les Annassers 1 (25-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT

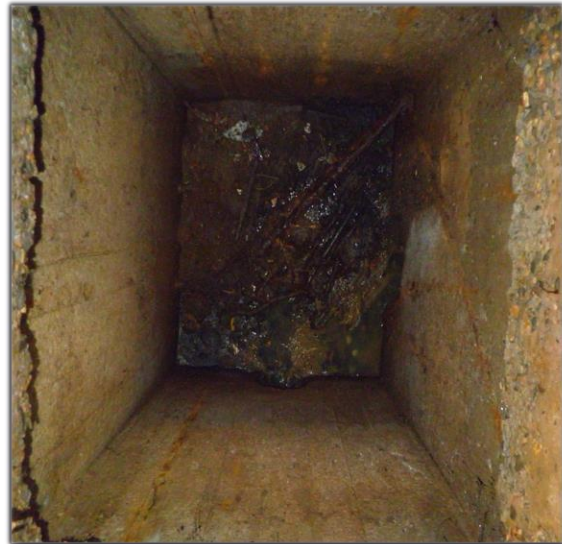


Figure II-06 : Regard obture (31-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-07 : Regard ensasé (25-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-08 : Regard colmaté pénétration des déchets (27-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-09 : Regard hors service (02-06-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-10 : Regard bétonné (26-05-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT



Figure II-11 : Regard avec faible écoulement au niveau du cité les Annassers 1 (27-03-2016)

Source : BET PROJETHAL CONSULT

III. Recommandation :

Ces travaux concernent les constats effectués lors de la reconnaissance et diagnostic du réseau à savoir :

- Curage des regards en état d'envasement.
- Installation des avaloirs dans la plupart des rues.
- La réhabilitation des regards en mauvaise état (dégradés) cité dans les problèmes constatés.
- La réhabilitation du réseau d'assainissement sous dimensionné de diamètre 300 en béton comprimé.
- La réhabilitation des collecteurs de DN 400 mm, 600 mm qui sont en béton comprimé par des collecteurs en PVC.
- La déviation des trois collecteurs qui passent sous bâtis il s'agit du collecteur de DN 300 mm en béton comprimé (Cité des Annassers 01), le collecteur de DN 800 mm en béton armé qui traverse la Piscine des Annassers 01 pour rejoindre le collecteur des Annassers, ainsi que la déviation du collecteur de DN 400 mm en béton comprimé qui traverse le lycée Abdelhafid Boussouf au niveau de la cité Diar El Afia.
- L'élimination des points de débordement par la projection de nouveaux collecteurs.

IV. Classification du réseau d'assainissement existant :

L'état d'un collecteur en assainissement constitue un élément essentiel pour garantir le bon fonctionnement du système global. L'accumulation de débris, l'impact des conditions environnementales et l'absence d'entretien régulier sont autant de facteurs qui peuvent altérer la performance d'un collecteur au fil du temps.

Les caractéristiques des collecteurs sont représentées dans le (Tableau II-01).

Tableau II-01 : Classification du réseau d'assainissement du plateau des Annassers

Diamètre(mm)	Longueur(m)	Matériau	Pourcentage (%)	Observation
300	5436	Béton comprimé	44.2	A rénover
315	907	PVC	7.4	A maintenir
400	707	Béton comprimé	5.8	A rénover
400	3041	PVC	24.8	A maintenir
500	218	PVC	1.8	A maintenir
600	758	Béton armé	6.2	A maintenir
800	963	Béton armé	7.8	A maintenir
1000	244	Béton armé	2.0	A maintenir
	$\Sigma L=12274$			

Source : BET PROJETHAL CONSULT

V. Classification du réseau d'assainissement existant par cité résidentielle :

V.1. Cité Des Annassers 01 :

Les caractéristiques des collecteurs existant dans cité des Annassers 01 sont représentées dans le (Tableau II-02).

Tableau II-02 : Classification du réseau d'assainissement de la cité des Annassers 1

Diamètre(mm)	Longueur(m)	Matériau	Pourcentage (%)	Observation
300	1187	Béton comprimé	43.8	A rénover
315	150	PVC	5.5	A maintenir
400	83	Béton comprimé	3.1	A rénover
400	278	PVC	10.3	A maintenir
500	123	PVC	4.5	A maintenir
600	451	Béton armé	16.7	A maintenir
800	435	Béton armé	16.1	A maintenir
	$\Sigma L=2707$			

Source : BET PROJETHAL CONSULT

V.2. Cité Coopemad Nord :

Les caractéristiques des collecteurs existant dans cité des Coopemad Nord sont représentées dans le (Tableau II-03).

Tableau II-03 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Coopemad Nord

Diamètre(mm)	Longueur(m)	Matériau	Pourcentage (%)	Observation
300	1340	Béton comprimé	72.8	A rénover
400	500	Béton comprimé	27.2	A rénover
	$\Sigma L=1840$			

Source : BET PROJETHAL CONSULT

V.3. Cité Coopemad Sud :

Les caractéristiques des collecteurs existant dans cité des Coopemad Sud sont représentées dans le (Tableau II-04).

Tableau II-04 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Coopemad Sud

Diamètre(mm)	Longueur(m)	Matériau	Pourcentage (%)	Observation
300	907	Béton comprimé	27.8	A rénover
315	613	PVC	18.8	A maintenir
400	56	Béton comprimé	1.7	A rénover
400	1652	PVC	50.7	A maintenir
800	32	Béton armé	1	A maintenir
$\Sigma L=3260$				

Source : BET PROJETHAL CONSULT

V.4. Cité Des Annassers 02 :

Les caractéristiques des collecteurs existant dans cité des Annassers 02 sont représentées dans le (Tableau II-05).

Tableau II-05 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Des Annassers 02

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau	Pourcentage (%)	Observation
300	1592	Béton comprimé	56.1	A rénover
400	25	Béton comprimé	0.9	A rénover
400	546	PVC	19.2	A maintenir
800	430	Béton armé	15.2	A maintenir
1000	244	Béton armé	8.6	A maintenir
$\Sigma L=2837$				

Source : BET PROJETHAL CONSULT

V.5. Cité Diar El Afia :

Les caractéristiques des collecteurs existant dans cité des Diar El Afia sont représentées dans le (Tableau II-06).

Tableau II-06 : Classification du réseau d'assainissement de la cité Diar El Afia.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau	Pourcentage (%)	Observation
300	410	Béton comprimé	25.2	A rénover
315	144	PVC	8.8	A maintenir
400	43	Béton comprimé	2.6	A rénover
400	565	PVC	34.8	A maintenir
500	95	PVC	5.8	A maintenir
600	307	Béton armé	18.8	A maintenir
800	66	Béton armé	4	A maintenir
$\Sigma L=1630$				

Source : BET PROJETHAL CONSULT

VI. Repérage et implantation sur plan des regards existants :

Les regards d'égout actuels présentent des signes de détérioration et sont recouverts de déchets solides, résultant du manque d'entretien et de nettoyage.

Les caractéristiques physiques des regards sont représentées dans le (Tableau II-07).

Tableau II-07 : Nombre des regards existants avec leurs type et pourcentage

Cas des regards existants	Regards ouverts diagnostiqués	Regards sous bitume détecté	Regards avec dalle fermée	Regards condamnés	N° total de regards existant
Nombre des regards	337	14	53	23	427
Pourcentage (%)	78.92	3.28	12.41	5.39	100

Source : BET PROJETHAL CONSULT

VI.1. Etat des regards :

Les caractéristiques hydrauliques des regards sont représentées dans le (Tableau II-08).

Tableau II-08 : Les caractéristiques des regards

N du regard	Entré		Sortie		Couverture	Écoulement des eaux	Envasement (%)	État général	Matériau
	Profondeur (m)	Diamètre (m)	Profondeur (m)	Diamètre (mm)					
R1	0.51	315	0.5	315	Tampon	Sans	90	Bon état	PVC
R2	0.57	315	0.62	315	Tampon	Sans	70	Bon état	PVC
R3	0.65	315	0.7	315	Tampon	Faible	50	Bon état	PVC
R4	0.8	315	1.44	315	Tampon	Faible	40	Bon état	PVC
R5	1.44	400	1.83	500	Tampon	Faible	50	Bon état	PVC-BC
R6	1.26	315	1.32	600	Tampon	Faible	50	Dégradé	PVC-BC
R7	2	400	2.6	400	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R8	2.4	500	2.42	500	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC-BC
R9	2.7	400	2.7	600	Tampon	Normal	0	Dégradé	PVC-BC
R10	1.8	300	1.82	400	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R11	1.93	400	1.94	400	Tampon	Normal	50	Bon état	BC
R12	1.23	300	1.6	400	Tampon	Faible	50	Bon état	BC
R13	1.77	400	1.82	400	Tampon	Normal	50	Bon état	BC
R14	1.22	300	1.23	300	Tampon	Normal	40	Dégradé	BC
R15	0.88	300	1	300	Tampon	Sans	0	Dégradé	BC
R16	1.13	300	1.2	300	Tampon	Sans	30	Dégradé	BC
R17	0.9	300	0.95	300	Tampon	T. Faible	40	Dégradé	BC
R18	0.8	300	0.8	300	Tampon	T. Faible	60	Dégradé	BC
R19	1.1	300	1.1	300	Tampon	T. Faible	60	Dégradé	BC
R32	1.78	300	1.85	400	Tampon	T. Faible	50	Dégradé	BC
R33	0.9	315	1.5	315	Tampon	Normal	20	Bon état	PVC
R34	0.89	300	1.04	300	Tampon	Normal	20	Bon état	BC
R35	1.2	300	1.3	300	Tampon	Sans	50	Dégradé	BC
R36	1.3	300	1.4	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R37	2.34	300	5	300	Tampon	Sans	60	Dégradé	BC
R38	1.07	315	1.2	315	Tampon	Faible	60	Bon état	PVC
R39	1.1	315	1.2	315	Tampon	Normal	5	Bon état	PVC
R40	1.08	315	1.12	315	Tampon	Normal	5	Bon état	PVC
R41	1.13	315	1.2	315	Tampon	Normal	5	Bon état	PVC
R42	1.27	315	1.32	315	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R43	1.45	315	1.48	315	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R44	2.23	315	2.36	315	Tampon	Faible	0	Bon état	PVC
R45	0.86	300	4.7	315	Tampon	Faible	50	Bon état	PVC
R46	2.45	300	2.6	300	Tampon	Faible	50	Bon état	BC
R47	2.6	300	2.6	300	Tampon	T. Faible	50	Dégradé	BC
R48	2.63	300	2.63	300	Tampon	T. Faible	70	Dégradé	BC
R49	2.5	300	2.6	300	Tampon	T. Faible	70	Dégradé	BC
R50	2.64	300	2.64	300	Tampon	T. Faible	70	Bon état	BC
R51	1.9	300	1.94	300	Tampon	T. Faible	60	Bon état	BC
R52	2.54	300	2.54	300	Tampon	Faible	60	Bon état	BC
R53	1.52	300	1.56	300	Tampon	Faible	60	Dégradé	BC
R54	1.48	300	1.52	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC

Source : BET PROJETHAL CONSULT

Tableau II-09 : Les caractéristiques des regards (SUITE)

N du regard	Entré		Sortie		Couverture	Écoulement des eaux	Envasement (%)	État général	Matériau
	Profondeur (m)	Diamètre (m)	Profondeur (m)	Diamètre (mm)					
R55	1.65	300	1.7	300	Tampon	Normal	30	Bon état	BC
R56	0.76	300	0.85	300	Tampon	Sans	30	Bon état	BC
R57	0.87	300	1.25	300	Tampon	Sans	30	Bon état	BC
R58	1.1	300	1.2	300	Tampon	Faible	70	Dégradé	BC
R59	1.2	300	1.3	300	Tampon	Faible	70	Dégradé	BC
R60	1	300	1	300	Tampon	Faible	70	Dégradé	BC
R61	0.8	300	0.9	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R62	0.73	300	0.8	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R63	0.77	300	0.8	300	Tampon	Bouché	90	Dégradé	BC
R68	1.53	300	1.7	300	Tampon	Normal	60	Dégradé	BC
R74	1.31	300	2.54	300	Tampon	Sans	50	Bon état	BC
R75	2.42	300	2.42	300	Tampon	Sans	50	Bon état	BC
R77	2.6	300	2.6	300	Tampon	Faible	60	Bon état	BC
R78	2.1	300	2.2	300	Tampon	Faible	20	Bon état	BC
R79	3.1	300	3.1	300	Tampon	Faible	80	Bon état	BC
R80	2.56	300	2.7	300	Tampon	T. Faible	70	Bon état	BC
R81	2.3	300	2.3	300	Tampon	T. Faible	95	Bon état	BC
R82	0.98	300	1.3	300	Tampon	T. Faible	60	Dégradé	BC
R83	1.34	300	1.34	300	Tampon	Faible	40	Bon état	BC
R84	1.4	315	1.43	315	Tampon	Normal	10	Bon état	PVC
R85	1.33	315	3	315	Tampon	Faible	60	Dégradé	PVC
R86	0.93	315	1.3	315	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R87	1.9	300	1.94	300	Tampon	Sans	0	Bon état	BC
R93	1.1	315	1.7	315	Tampon	Normal	50	Dégradé	PVC
R95	0.91	315	0.91	315	Tampon	Faible	40	Dégradé	PVC
R96	1.6	300	1.6	300	Tampon	Sans	10	Bon état	BC
R97	1.3	315	1.3	315	Tampon	Normal	50	Bon état	PVC
R99	1.2	315	1.2	315	Tampon	Faible	50	Dégradé	PVC
R100	1.2	315	1.3	315	Tampon	Faible	50	Dégradé	PVC
R102	1.7	300	1.7	300	Tampon	Faible	50	Bon état	BC
R107	1.84	315	1.86	315	Tampon	Sans	50	Bon état	PVC
R111	2.15	300	2.43	300	Tampon	Normal	20	Dégradé	BC
R112	1.5	315	1.6	315	Tampon	Normal	20	Bon état	PVC
R113	2.8	500	2.8	500	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R114	3.6	500	3.6	500	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R115	3.8	500	3.8	500	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R116	3.8	500	4	600	Tampon	Normal	0	Bon état	PVC
R117	1.6	600	1.84	600	Tampon	Normal	0	Dégradé	PVC
R120	1.23	300	1.23	300	Tampon	Faible	70	Bon état	BC
R121	3.03	800	3.2	800	Tampon	Bien	0	Bon état	BA
R122	3.5	800	3.5	800	Tampon	Faible	50	Bon état	BA
R125	4.24	800	4.24	800	Tampon	Bien	0	Bon état	BA

Source : BET PROJETHAL CONSULT

Tableau II-10 : Les caractéristiques des regards (SUITE)

N du regard	Entré		Sortie		Couverture	Écoulement des eaux	Envasement (%)	État général	Matériau
	Profondeur (m)	Diamètre (m)	Profondeur (m)	Diamètre (mm)					
R126	3.2	600	3.6	800	Tampon	Bien	0	Bon état	BA
R127	2.1	600	2.1	600	Tampon	Bien	20	Bon état	BC
R129	8.2	1000	8.2	1000	Tampon	Bien	30	Bon état	BA
R130	1.4	400	1.4	400	Tampon	Sans	0	Bon état	PVC
R131	1.38	400	1.41	400	Tampon	Sans	0	Bon état	PVC
R132	1.5	400	1.5	400	Tampon	Sans	0	Bon état	PVC
R133	1.5	300	1.6	300	Tampon	Faible	50	Bon état	BC
R134	1.5	300	1.5	300	Tampon	Faible	40	Bon état	BC
R135	2.5	400	2.52	400	Tampon	Bien	0	Bon état	BC
R165	3.9	300	4	300	Tampon	Bien	40	Bon état	BC
R166	1.63	300	1.67	300	Tampon	Bien	0	Bon état	BC
R167	2.98	300	3.2	300	Tampon	T. Faible	80	Bon état	BC
R168	1.15	300	1.2	300	Tampon	Faible	50	Bon état	BC
R169	2.7	500	3.5	500	Tampon	Bien	20	Bon état	BC
R170	1.74	400	1.8	400	Tampon	Faible	50	Bon état	BC
R177	1.5	400	2	400	Tampon	Bien	5	Bon état	PVC
R178	1.04	400	1.05	400	Tampon	Bien	5	Bon état	PVC
R179	1.23	400	1.23	400	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R180	1.37	400	1.52	400	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R181	1.93	400	1.95	400	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R182	2.27	400	2.28	400	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R183	2.41	400	3.14	400	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R188	2.3	500	2.6	500	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R189	3.7	500	3.7	500	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R255	1.96	400	2.02	400	Tampon	Bien	0	Bon état	PVC
R256	1.42	300	3.5	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R257	2.2	300	2.21	300	Tampon	Faible	40	Dégradé	BC
R258	2.05	300	2.06	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R259	2.5	300	3.82	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R260	2.7	300	3.7	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R261	Fermé								
R262	Sous bitume								
R264	0.67	300	0.8	300	Tampon	Faible	15	Dégradé	BC
R265	2.04	300	2.06	300	Tampon	Faible	10	Dégradé	BC
R266	Fermé								
R267	3.23	300	3.3	300	Tampon	Faible	30	Dégradé	BC
R268	2.1	300	3.8	300	Tampon	Faible	40	Dégradé	BC
R269	0.67	300	0.93	300	Tampon	Bien	50	Dégradé	BC
R271	2.08	300	1.63	300	Tampon	Bien	0	Dégradé	BC
R272	Sous bitume								
R273	Fermé								
R274	Fermé								

Source : BET PROJETHAL CONSULT

Tableau II-11 : Les caractéristiques des regards (SUITE)

N du regard	Entré		Sortie		Couverture	Écoulement des eaux	Envasement (%)	État général	Matériau
	Profondeur (m)	Diamètre (m)	Profondeur (m)	Diamètre (mm)					
R276	1.3	300	1.6	300	Tampon	Sans	0	Dégradé	BC
R277	1.5	300	1.86	300	Tampon	Sans	80	Dégradé	BC
R278	1.55	300	1.92	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R279	1.52	300	1.52	300	Tampon	Faible	30	Dégradé	BC
R281	1.5	300	1.5	300	Tampon	Faible	40	Dégradé	BC
R284	1.2	300	1.3	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R287	1.81	300	1.9	300	Tampon	Faible	30	Dégradé	BC
R288	1.93	300	2.82	300	Tampon	Faible	40	Dégradé	BC
R289	2	300	2.05	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R290	1.82	300	1.86	300	Tampon	Faible	60	Dégradé	BC
R294	4.63	300	4.8	300	Tampon	Faible	40	Dégradé	BC
R295	3.4	300	3.5	300	Tampon	Faible	50	Dégradé	BC
R296	1	400	1.6	400	Tampon	Faible	0	Bon état	PVC
R297	1.53	400	1.56	400	Tampon	Faible	0	Bon état	PVC
R298	1.54	400	1.54	400	Tampon	Faible	0	Bon état	PVC
R300	1.29	400	1.3	400	Tampon	Sans	0	Bon état	PVC
R301	2.06	400	2.08	400	Tampon	Sans	50	Bon état	PVC
R302	2.63	400	2.7	400	Tampon	Sans	30	Bon état	PVC
R303	3.4	400	3.4	400	Tampon	Sans	40	Bon état	PVC
R304	3.8	400	4	400	Tampon	Sans	50	Bon état	PVC
R339	1.63	300	1.84	300	Tampon	Faible	30	Dégradé	BC
R340	2.26	300	2.3	300	Tampon	Faible	40	Dégradé	BC
R342	1.52	300	1.53	300	Dalle	Faible	40	Dégradé	BC
R343	1.73	300	1.77	300	Dalle	Faible	50	Dégradé	BC
R348	1.5	300	1.53	300	Dalle	Faible	40	Dégradé	BC
R350	1.73	300	1.73	300	Dalle	Faible	60	Dégradé	BC
R441	2.25	400	2.45	400	Tampon	Normal	30	Dégradé	BC
R442	1.62	400	2.1	400	Tampon	Normal	60	Dégradé	BC
R443	2.16	600	4.45	600	Tampon	Normal	0	Bon état	BA
R446	2.45	800	3.91	800	Tampon	Normal	0	Bon état	BA
R448	1.8	800	3	800	Tampon	Normal	0	Bon état	BA
R450	1.83	800	3.36	800	Tampon	Normal	0	Bon état	BA
R452	2.7	800	3.03	800	Tampon	Normal	0	Bon état	BA
R453	2.78	600	2.95	600	Tampon	Normal	3	Bon état	BA
R455	Sous bâtis								
R456	Sous bâtis								

Source : BET PROJETHAL CONSULT

Conclusion :

Cette analyse diagnostique nous a permis d'acquérir une compréhension approfondie de l'état et du fonctionnement de notre réseau. D'après l'enquêtes et visites réalisées par le BET sur site, il a été constaté qu'aucun rejet des eaux usées industrielles se déversant dans le réseau d'assainissement. Il est impératif d'entreprendre des actions sur le réseau existant, notamment celles qui sont :

- Maintenance régulière et périodique sur l'ensemble du réseau, en mettant particulièrement l'accent sur les travaux avant le début de la saison des pluies.
- Réparation des structures existantes en état de dégradation, notamment celles présentant des fuites ou des débordements d'eaux usées.

À la suite de ce chapitre, nous entamons la détermination des paramètres indispensables à notre étude, avec un accent particulier sur l'estimation de l'intensité, objectif central de la section suivante.

CHAPITRE III:

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Dans le domaine d'Assainissement le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale de la pluie d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie et dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

I. Période de retour (T) :

La période de retour représente la période de temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester ou être dépassée au moins une fois. Le choix de cette période de retour est un compromis entre le coût de construction et le coût d'entretien du réseau d'une part, et du coût des dégâts dus à cette insuffisance d'autre part.

Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester ou être dépassée au moins une fois tous les 10 ans.

II. La série des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre

La station pluviométrique de Birmandreis est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-01 : Identification de la station pluviométrique de Birmandreis ANRH

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Birmandreis ANRH	02-05-09	X (km)	531.1	1984-2015 (32 ans)
		Y (km)	382.8	
		Z (m)	140	

Source : ANRH Alger (2023)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 32 ans allant de 1984 jusqu'à 2015. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau III-02) :

Tableau III-02 : La série pluviométrique (Station de Birmandreis) 1984-2015

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
1984	16.5	115	31.3	24.9	29.5	13.4	35.5	9.1	29.7	2	0	0	115
1985	5.5	38.1	30.7	27	19	20.7	34.2	12	0.6	0	8.6	0	38.1
1986	64	27.3	25.5	38.8	30.4	53	6.1	0	12.9	13.7	3.9	0	64
1987	7.5	9.1	31.2	45.2	10.1	21.1	37.3	5	18	26.2	0	1	45.2
1988	27.1	3.5	58.5	54.2	7.4	15.4	18.9	75	4.4	2.6	0	39.5	75
1989	58	22.5	22	7.5	18.7	0	13.8	15.5	7.8	1.7	15	0	58
1990	3.4	23.1	28.8	24	23.9	30.5	17.2	15.6	16	5.6	0	0.9	30.5
1991	3	38.9	51.9	3.8	55.4	8.8	29.6	35.8	28.7	14.7	2.8	0	55.4
1992	3.7	69.4	48.8	43.5	19.8	35.7	19.2	19.6	23.2	0	0	3.8	69.4
1993	21.7	7.4	33.7	57.1	69	22.7	0.3	24.8	5.7	0	0	0	69
1994	33.8	30.3	29.3	25.4	45.4	27.6	38.5	8.1	0	6.7	0	19.6	45.4
1995	14.5	17	26.8	28.5	53.7	40	25.1	75.3	7.9	49.3	2.5	3.6	75.3
1996	21.2	57.2	27.2	23.6	15.3	14	6.2	34.4	6.3	4.7	1.5	3.5	57.2
1997	31.5	21.7	58.7	35.2	24.9	17.9	26.3	34.1	49	0	0.9	4.4	58.7
1998	8.9	27.6	25.4	35.5	34.8	30.9	38.6	18	0.2	1.9	0	1.6	38.6
1999	29.8	19	64.5	42.5	9.3	3.6	12.9	7.3	22.6	9.9	0	0	64.5
2000	15.6	25.5	26.3	19	47.7	32.7	2.6	17.2	7.9	1.2	0	2.7	47.7
2001	36.8	23.3	125	20.5	12.3	17.2	12.4	19.5	6.5	1	7.7	11.6	125
2002	25.3	38.5	32.8	45	37.5	36.4	8.6	24.2	6.8	0.5	1	6.3	45
2003	21.4	7	18	34.4	56.4	18.9	20.7	27	62.7	4.1	0	0	62.7
2004	1.3	16.7	53.9	67.8	37.5	30.3	25	8.5	3.3	0	0.3	0	67.8
2005	11.3	42.8	49.4	19.3	26.6	28.1	10.3	1.1	79.7	0	0.2	4.2	79.7
2006	13.8	6.6	14.4	45	10.1	28	30.8	32.8	3	3.6	0.4	5.4	45
2007	12.1	48.9	71	27.3	15.3	13.2	22.3	12.3	30	8.6	2	0	71
2008	34.8	14.6	33.5	31.4	27	4.8	21	19	13	0	3.5	1.3	34.8
2009	18.4	13	22.5	20.5	52.3	14.3	53.6	29	16.6	4.6	0	22.5	53.6
2010	5	40	24.1	31.6	37.2	36.5	6	39	41.5	7	1	0	41.5
2011	10	12.5	64.5	24	20.5	38	28	59.5	12	0.5	0	35.5	64.5
2012	4	19.5	67	20.5	41	50.5	22	50.5	116.5	1	0	1	116.5
2013	16.5	21.4	59.5	23.5	27.5	10	25.5	1.5	5	43	0.5	1	59.5
2014	0	16.5	20.5	73	43.5	46	24.5	0	6.5	14.5	0	7.5	73
2015	8	67	42.5	50	54	44	43.5	27	24.5	0.5	5.5	0	67

Source : ANRH Alger (2023)

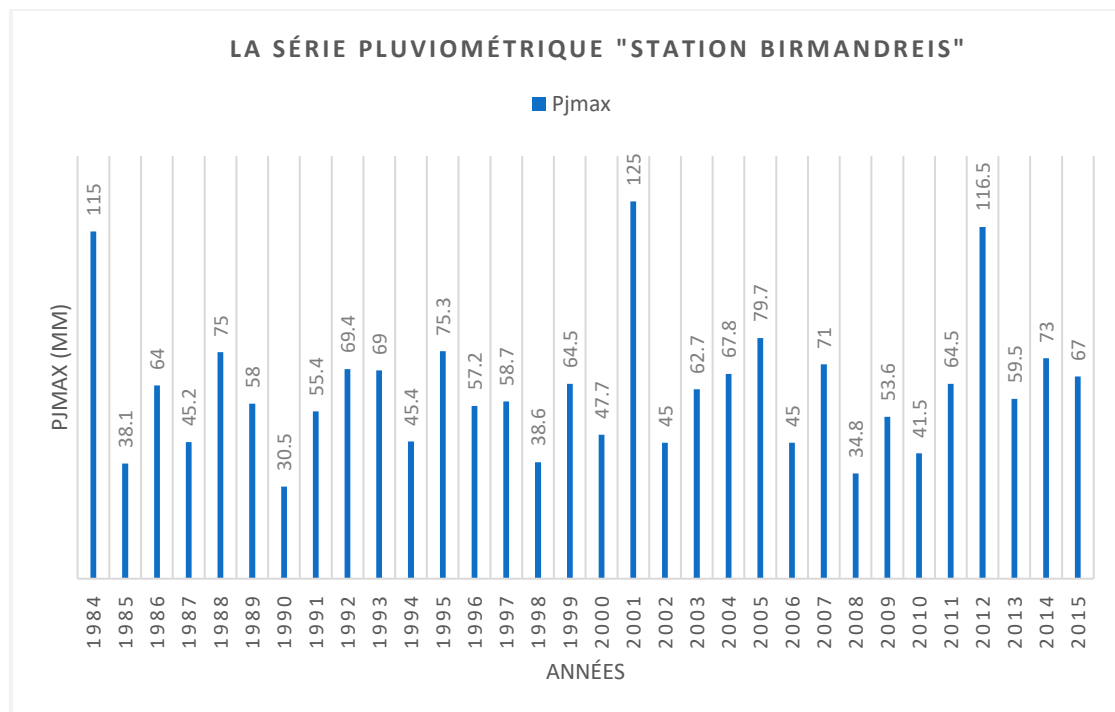


Figure III-01 : Histogramme de la série pluviométrique (Station de Birmandreis) 1984-2015

III. Système d'Aide à la Décision (Hyfran-plus) :

Les techniques élaborées au sein du Système d'Aide à la Décision (SAD) permettent de déterminer la catégorie la plus appropriée pour ajuster un échantillon spécifique. Ces approches comprennent (Figure III-02) :

- Le graphique Log-Log : il est employé pour différencier la classe C d'une part et les classes D et E d'autre part.
 - La fonction moyenne des excès (FME) : utilisée pour discriminer les classes D et E
- Deux statistiques : le rapport de Hill et la statistique de Jackson. Ces dernières peuvent être utilisées pour réaliser une analyse confirmatoire des conclusions suggérées par les deux méthodes précédentes. Source : El Adlouni, Bobée et Ouarda (2008) et Martel, El Adlouni et Bobée (2011).

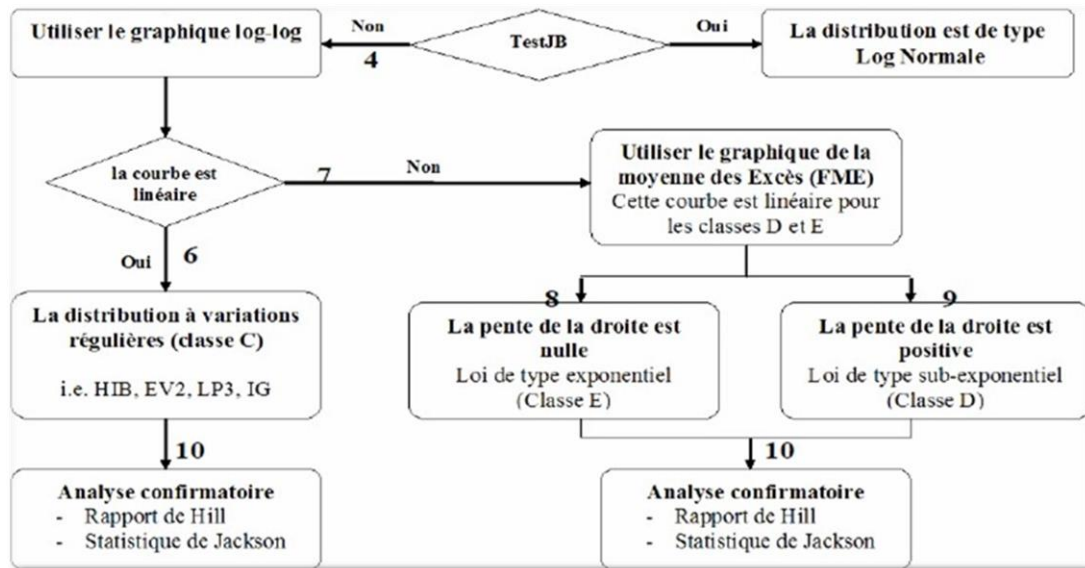


Figure III-02 : Diagramme des critères de choix entre les classes C, D et E

Source : El Adlouni, Bobée et Ouarda (2008) et Martel, El Adlouni et Bobée (2011).

III.1. Diagramme Log-Log :

Pour les distributions de type sub-exponentiel (Classe D) de moyenne θ , la fonction de survie (probabilité au dépassement) $\bar{F}(u) = P(X > u) = e^{-u/\theta}$, et pour une distribution à variations régulières (Classe C, asymptotiquement de type puissance) on a :

$$\bar{F}(u) = P(X > u) \approx C \int_u^\infty \frac{1}{x^\alpha} dx = C \left[\frac{x^{-\alpha+1}}{\alpha+1} \right] = C_1 u^{-\alpha+1}$$
 (pour $\alpha > 1$, qui est équivalente à la condition d'existence de la moyenne). En considérant $\log(P(X > u))$, on obtient respectivement pour les deux types de distributions $\frac{-u}{\theta}$ et $\log(C_1) - (\alpha - 1)\log(u)$. Ainsi, en portant sur un graphique les valeurs de $\log(P(X > u))$ en fonction de $\log u$, on devrait obtenir une courbe linéaire pour une distribution de la classe C, et concave pour une distribution qui n'est pas à variations régulières (Figure III-03).

Ce diagramme est donc, linéaire pour la série pluviométrique de la station de Birmandreis donc le logiciel Hyfran-plus suggère les lois de la classe C (distribution à variations régulières), i.e. Fréchet (EV2), Halphen type B Inverse (HIB), Log-Pearson type 3 (LP3), Gamma Inverse (GI). Source : El Adlouni, Bobée et Ouarda (2008) et Martel, El Adlouni et Bobée (2011).

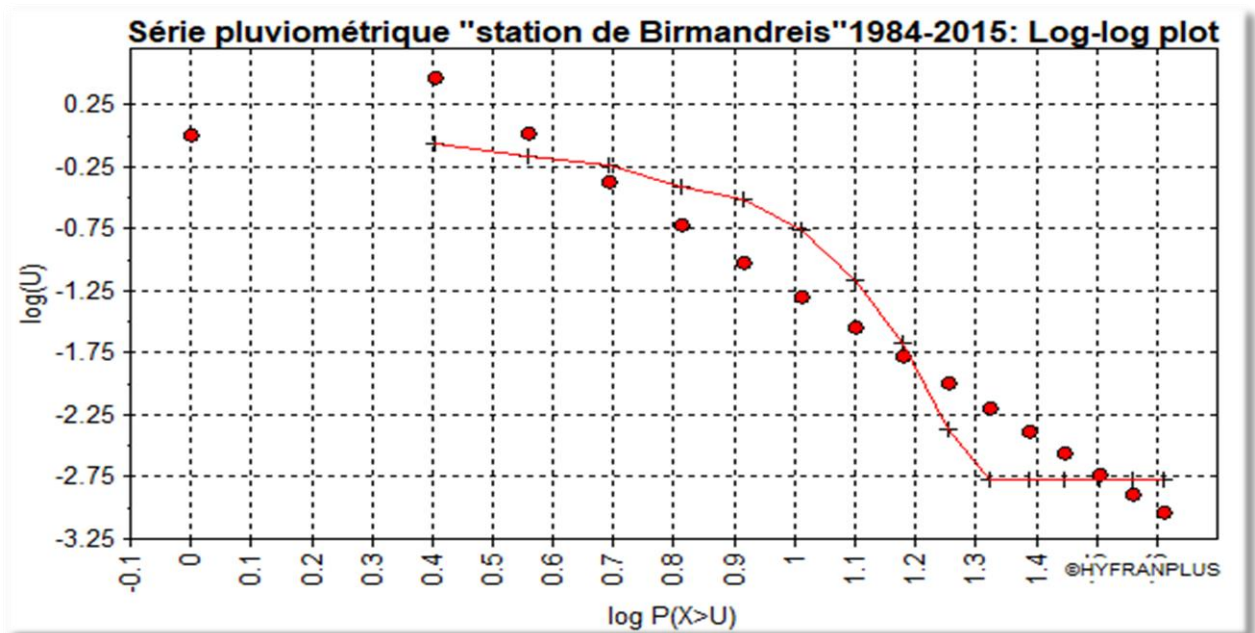


Figure III-03 : Graphique Log-Log de la série pluviométrique « station de Birmandreis » 1984-2015

Source : Hyfran-Plus

III.2. Rapport de Hill [Hill, 1975] :

Soit le rapport de Hill :

$$a_N(x_k) = \frac{\sum_{i=1}^N I(X_i > x_k)}{\sum_{i=1}^N \log\left(\frac{X_i}{x_k}\right) \times I(X_i > x_k)}$$

Ou $I(X > x) = \begin{cases} 1, & X > x \\ 0, & \text{sinon} \end{cases}$

Avec

K : Rapport de Hill.

X_1, \dots, X_N sont les valeurs de la variable X et x_k , on cherche une région stable pour déterminer un estimateur de l'indice des extrêmes (mesure pour la queue de la distribution). Cette statistique est utilisée en pratique dans le SAD pour confirmer le choix d'une distribution appartenant soit à la classe C soit aux classes D et E.

On remarque que la courbe **décroit vers zéro** (Figure III-04), la distribution appartient aux classes : sub-exponentielle (classe D : Halphen type A, Gamma, Pearson type III, Halphen type B, Gumbel et exponentielle (classe E : loi Exponentielle).

Pour discriminer entre les classes D et E on peut considérer la méthode FME (Fonction Moyenne des Excès).

Remarque : Pour la série pluviométrique « Station Birmandreis » 1984-2015, l'hypothèse H_0 est rejetée, au niveau de signification 1%, on suggère une distribution de la classe D (HA, EV1, HB, PIII, G). Source : El Adlouni, Bobée et Ouarda (2008) et Martel, El Adlouni et Bobée (2011).

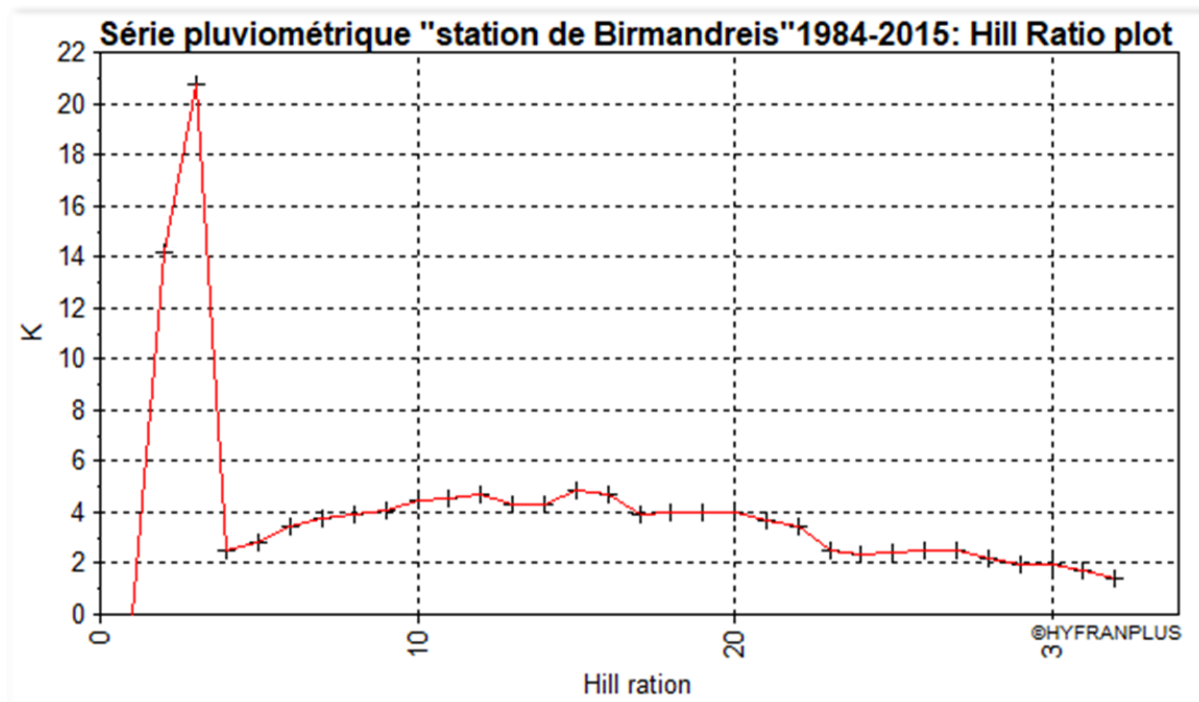


Figure III-04 : Rapport de Hill de la série pluviométrique « station de Birmandreis » 1984-2015

Source : Hyfran-Plus

III.3. Statistique de Jackson [Jackson, 1967] :

Cette statistique est utilisée en pratique dans le SAD pour confirmer le choix d'une distribution appartenant soit à la classe C soit aux classes D et E ; Si la courbe présente des irrégularités et ne converge pas vers 2 (Figure III-05), la distribution appartient à la classe sub-exponentielle (classe D : Halphen type A, Gamma, Pearson type 3, Halphen type B, Gumbel). Source : El Adlouni, Bobée et Ouarda (2008) et Martel, El Adlouni et Bobée (2011).

Avec

K : Coefficient de rapport de Hill.

T_k : Ordre de l'observation.

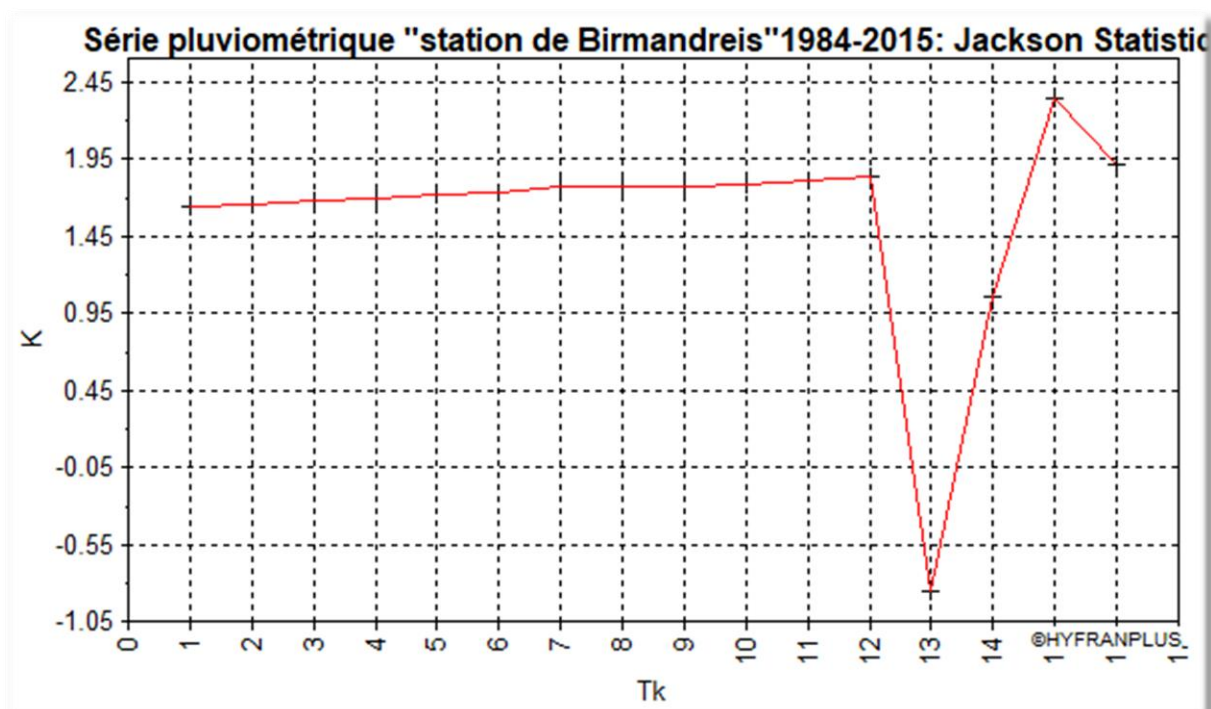


Figure III-05 : Statistique de Jackson de la série pluviométrique « station de Birmandreis » 1984-2015

Source : Hyfran-Plus

IV. Etude des précipitations maximales journalières :

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

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

IV.1. Caractéristiques empiriques de la série :

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

Avec $N = 32$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = 62.9 \text{ mm} \quad (\text{III.01})$$

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

Pour $N = 32$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 22.4 \text{ mm} \quad (\text{III.02})$$

❖ Le coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = 0.356 \quad (\text{III.03})$$

Tableau III-03 : Les caractéristiques de la série pluviométriques et les lois d'ajustements (Hyfran-Plus)

Loi d'ajustement	La série pluviométrique	Gumbel	Pearson type 3	GEV
Nombres d'années d'observation	32			
Valeur Minimale (mm)	30.5		25.7	-227
Valeur maximale (mm)	125			
Médiane (mm)	61.1	59.2	58.7	58.7
Moyenne (mm)	62.9	62.7	62.9	62.9
Ecart-type (mm)	22.4	21.5	21.9	22.2
Coefficient de variation	0.356	0.342	0.349	0.353

IV.2. Ajustement de la série :

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

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les trois lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Pearson 3 et la loi GEV.

IV.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

- ❖ La fonction de répartition de la loi de :

$$F(x) = \frac{1}{\alpha} e^{(-y - e^{-y})} \quad (\text{III.04})$$

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

$$y = \frac{x - u}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (\text{III.05})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; u : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$).

- ❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + u \quad (\text{III.06})$$

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

$$\alpha = 16.74 \quad ; \quad u = 53.046 \text{ mm}$$

- ❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III-04 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran-Plus)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	130	12.2	106– 154
50	0.98	118	10.6	97.6– 139
20	0.95	103	8.49	86.1 – 119
10	0.90	90.7	6.92	77.2 – 104
5	0.80	78.2	5.37	67.6 – 88.7

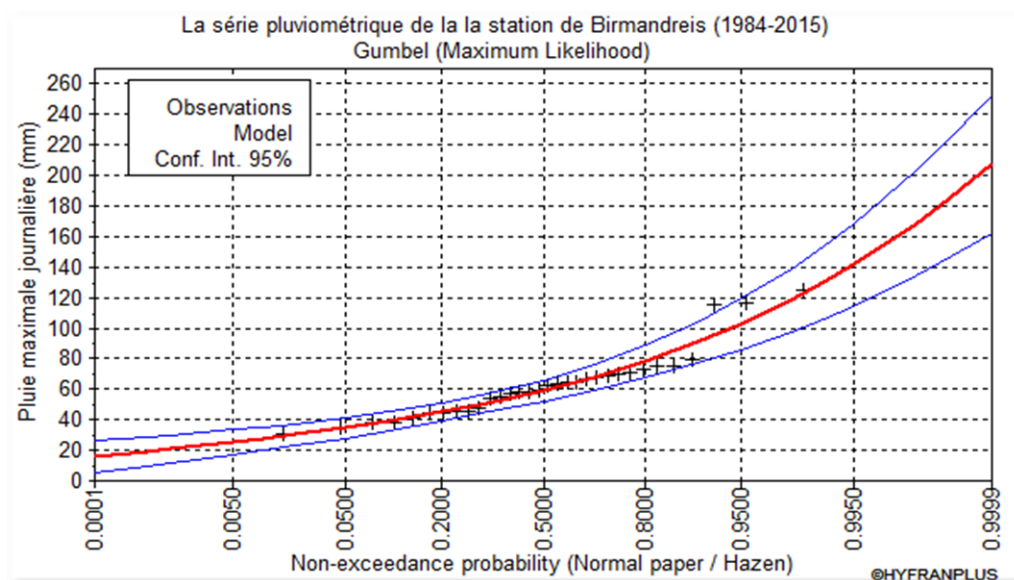


Figure III-06 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel (Hyfran-Plus)

IV.2.2. Ajustement à la loi de Pearson type 3 :

❖ La fonction de répartition de la loi Pearson type 3 :

$$F(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} (x - m)^{\lambda-1} e^{-\alpha(x-m)} \tag{III.07}$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- α : est un paramètre d'échelle.
- m : paramètre de position ; λ : parametre de forme.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = m - \alpha \cdot \frac{1 - (-\ln(x))^\lambda}{\lambda} \tag{III.8}$$

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

$$\alpha = 0.077 \quad ; \quad \lambda = 2.87 ; \quad m = 25.73$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Pearson 3 :

Tableau III-05 : Résultat de l'ajustement à la loi Pearson type 3 (Hyfran-Plus)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	132	15.9	100 – 163
50	0.98	120	13.4	94.1 – 147
20	0.95	105	10.2	84.8 – 125
10	0.90	92.3	7.86	76.9 – 108
5	0.80	79.0	5.76	67.8 – 90.3

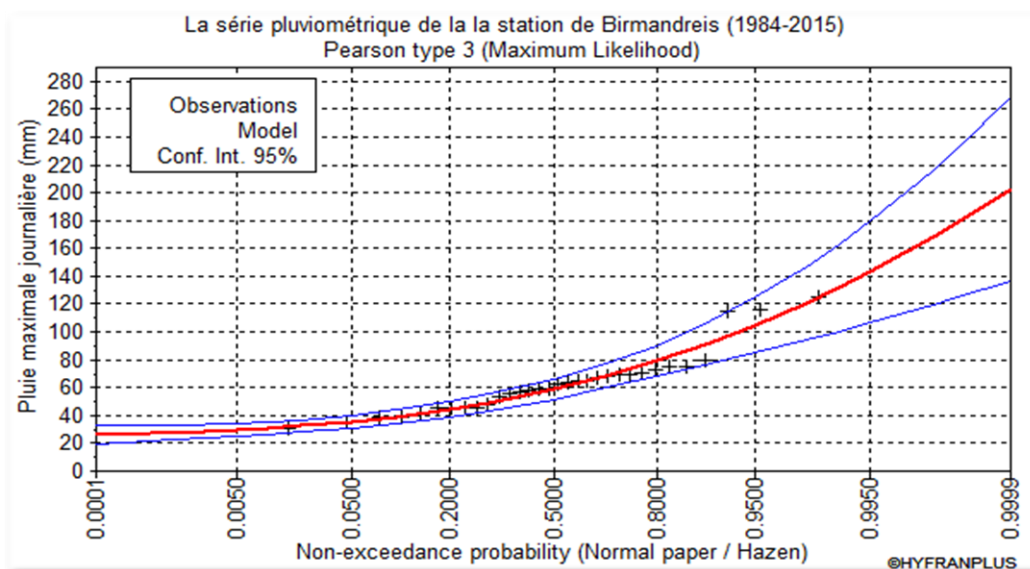


Figure III-07 : Ajustement graphique à la loi Pearson type 3 (Hyfran-Plus)

IV.2.3. Ajustement à la loi GEV :

❖ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-e^{-y}} \tag{III.9}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \tag{III.10}$$

Avec :

- x : variable étudiée (P_{max,j}).
- u : paramètre de position
- α : paramètre de dispersion (α > 0).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \tag{III.11}$$

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

$$u = 52.74 \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 15.990 \quad ; \quad k = -0.057$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau III-06 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran-Plus)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	137	26.1	85.8 – 188
50	0.98	123	18.9	85.6 – 160
20	0.95	105	11.8	81.4 – 128
10	0.90	91.1	8.06	75.3 – 107
5	0.80	77.8	5.58	66.8 – 88.7

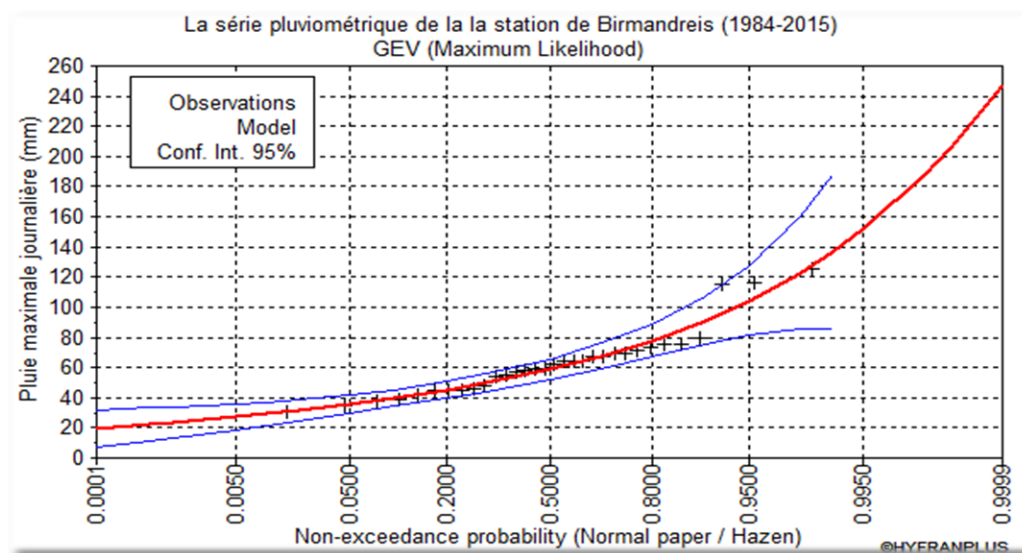


Figure III-08 : Ajustement graphique à la loi GEV (Hyfran-Plus)

IV.2.4. Choix de la loi d'ajustement :

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

❖ **Test graphique :**

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

Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures III-06, III-07 et III-08, on remarque que :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs non définies → la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Pearson type 3 est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

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

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

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-09) comme suit :

Tableau III-07 : Résultat du test de Pearson χ^2 (Hyfran-Plus)

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
Gumbel	2	5	4.50	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Pearson type 3	3	4	4.50	9.49	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
GEV	3	4	5.00	9.49	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Interprétation des résultats du test :

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois Log-normale et de Gumbel sont adéquates.

❖ Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_i sont très proches pour les deux. Mais le test de comparaison des critères de distribution montre que la loi optimale est celle de Gumbel, donc on opte pour celle-ci : la loi de **Gumbel**.

Comparison criteria of the distributions

Return period : WARNING ! The decision-support system (comparison criteria as described in the HYFRAN menu) is still being developed. It should therefore only be used as an indication.

Sample size :

Model	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi x)	BIC	AIC
Gumbel (Maximum Likelihood)	2	90.729	33.33	70.79	287.663	284.732
Pearson type 3 (Maximum Likelihood)	3	92.327	33.33	15.08	290.756	286.359
GEV (Maximum Likelihood)	3	91.142	33.33	14.13	290.886	286.489

P[Mi] : A priori probability P[Mi | x] : A posteriori probability (Method of Schwarz) BIC : Bayesian information criterion AIC : Akaike information criterion

Ponderated mean by A posteriori probability of quantiles :

OK Printing

Figure III-09 : Comparaison des critères de distribution (Hyfran-Plus)

IV.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

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

❖ Pluies de courte durée :

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

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

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Alger , $b = 0.37$ pour la région d'étude

❖ **Intensités de courte durée :**

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

➔ Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau III-08 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans				100 ans	
Xt	78.2 mm		90.7 mm		103 mm		118 mm		130 mm	
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	10.29	102.93	11.94	119.38	13.56	135.57	15.53	155.31	17.11	171.11
0.2	13.30	66.51	15.43	77.14	17.52	87.60	20.07	100.36	22.11	110.56
0.25	14.45	57.79	16.76	67.02	19.03	76.11	21.80	87.20	24.02	96.06
0.5	18.67	37.34	21.65	43.31	24.59	49.18	28.17	56.34	31.04	62.07
0.75	21.69	28.92	25.16	33.55	28.57	38.10	32.73	43.64	36.06	48.08
1	24.13	24.13	27.99	27.99	31.78	31.78	36.41	36.41	40.11	40.11
2	31.18	15.59	36.17	18.08	41.07	20.54	47.05	23.53	51.84	25.92
3	36.23	12.08	42.02	14.01	47.72	15.91	54.67	18.22	60.23	20.08
4	40.30	10.07	46.74	11.69	53.08	13.27	60.81	15.20	66.99	16.75
5	43.77	8.75	50.76	10.15	57.65	11.53	66.04	13.21	72.76	14.55
6	46.82	7.80	54.31	9.05	61.67	10.28	70.65	11.78	77.84	12.97
7	49.57	7.08	57.49	8.21	65.29	9.33	74.80	10.69	82.40	11.77
8	52.08	6.51	60.40	7.55	68.60	8.57	78.59	9.82	86.58	10.82
9	54.40	6.04	63.10	7.01	71.65	7.96	82.09	9.12	90.43	10.05
10	56.56	5.66	65.60	6.56	74.50	7.45	85.35	8.54	94.03	9.40
11	58.59	5.33	67.96	6.18	77.17	7.02	88.41	8.04	97.40	8.85
12	60.51	5.04	70.18	5.85	79.70	6.64	91.31	7.61	100.59	8.38
13	62.33	4.79	72.29	5.56	82.10	6.32	94.05	7.23	103.62	7.97
14	64.06	4.58	74.30	5.31	84.38	6.03	96.67	6.90	106.50	7.61
15	65.72	4.38	76.22	5.08	86.56	5.77	99.16	6.61	109.25	7.28
16	67.31	4.21	78.06	4.88	88.65	5.54	101.56	6.35	111.89	6.99
17	68.83	4.05	79.84	4.70	90.66	5.33	103.87	6.11	114.43	6.73
18	70.30	3.91	81.54	4.53	92.60	5.14	106.09	5.89	116.87	6.49
19	71.72	3.77	83.19	4.38	94.47	4.97	108.23	5.70	119.24	6.28
20	73.10	3.65	84.78	4.24	96.28	4.81	110.30	5.52	121.52	6.08
21	74.43	3.54	86.33	4.11	98.03	4.67	112.31	5.35	123.73	5.89
22	75.72	3.44	87.83	3.99	99.74	4.53	114.26	5.19	125.88	5.72
23	76.98	3.35	89.28	3.88	101.39	4.41	116.16	5.05	127.97	5.56
24	78.20	3.26	90.70	3.78	103.00	4.29	118.00	4.92	130.00	5.42

V. Intensité moyenne des précipitations :

La précipitation représente l'élément le plus important du cycle hydrologique car il permet de déterminer l'intensité moyenne maximale de la pluie qui est le paramètre essentiel pour évaluer la quantité des eaux pluviales.

L'intensité est calculée par la formule de « MONTAN-ARI »

$$I = I_{24} \times \left(\frac{t_c}{24}\right)^{b-1} = \left(\frac{P_{24}}{24}\right) \times \left(\frac{t_c}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

P_{24} : Pluie journalière maximale annuelle pour une période de retour donnée (mm).

I : Intensité moyenne de la pluie (mm/h).

t_c : durée de la pluie en heures, égale, en général au temps de concentration.

b : Exposant climatique de la région d'étude ($b=0.37$).

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

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 67.02 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{67.02 \times 10000}{3600} = 186.166 \text{ L/s/ha}$$

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

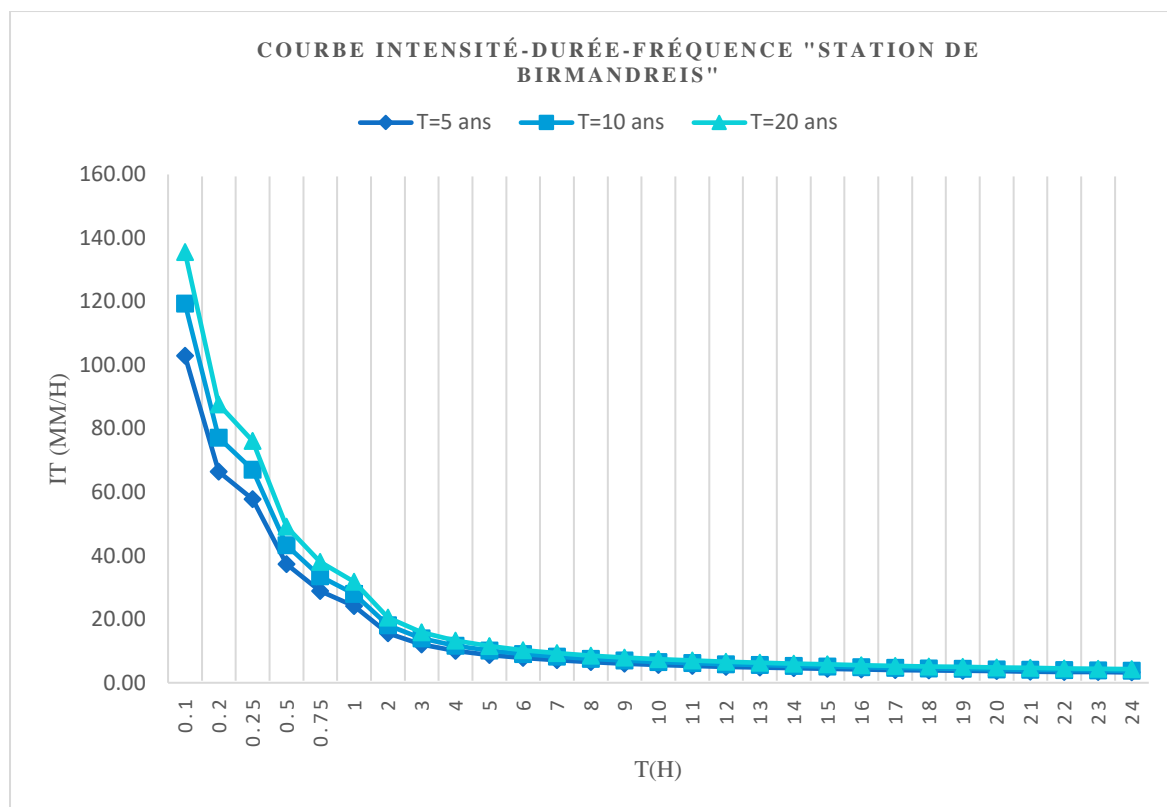


Figure III-10 : Courbe Intensité-Durée-Fréquence « Station de Birmandreis »

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer la valeur de l'intensité moyenne des précipitations.

On remarque que la plage des points expérimentaux est à l'intérieur de l'intervalle de confiance, sauf les valeurs extrêmes car la taille de l'échantillon est moins de 50 ans.

Le test du « χ^2 » indique les écarts entre les valeurs de l'échantillon étudié et celles données par la loi théorique d'ajustement. Comme le « χ^2 » trouvé pour la loi de GUMBEL est plus petit que celui trouvé pour la loi de Pearson type 3 et la loi GEV ; cela veut dire que les écarts entre l'échantillon mesuré et les valeurs données par la loi théorique de GUMBEL sont plus petits et donc la loi de GUMBEL s'ajuste mieux à notre échantillon. On va donc choisir la loi de GUMBEL pour nos prévisions dans notre étude.

$$i = 186 \frac{L}{s \cdot ha}$$

CHAPITRE IV :

CALCUL DES ÉLÉMENTS DE BASE

Introduction :

L'assainissement englobe l'ensemble des dispositifs et équipements dédiés à la collecte, au transport, et à l'épuration des eaux usées et pluviales avant leur rejet dans le milieu naturel.

Dans ce contexte, le dimensionnement du réseau d'assainissement s'avère essentiel, nécessitant ainsi le passage par différentes phases préliminaires, parmi lesquelles figure le calcul de base. Cette étape implique l'estimation du nombre d'habitants, le découpage du site en surfaces élémentaires...etc.

I. Situation démographique :

En hydraulique urbaine, on doit estimer dès la phase de conception, la population à desservir tout au long de la durée de vie de la structure envisagée, afin de répondre aux besoins de cette population.

En ce qui concerne notre zone d'étude, et compte tenu de l'absence de futures extensions en raison de la nature des logements sociaux, le bureau d'études concepteur "PROJETHAL CONSULT" a établi un taux d'occupation de sept (07) personnes par logement suivant les normes pour une période d'étude de 30 ans.

Étant donné que la zone d'étude comprend 4028 logements, le nombre d'habitants sera donc :

$$P_{2053} = 4028 \times 7 = \mathbf{28196 \text{ habitants}}$$

II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :

Afin de déterminer comment découper un site en sous-bassins élémentaires, on prend en compte les éléments suivants :

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

→ Concernant ce projet, on va découper le site en **11 sous-bassins**.

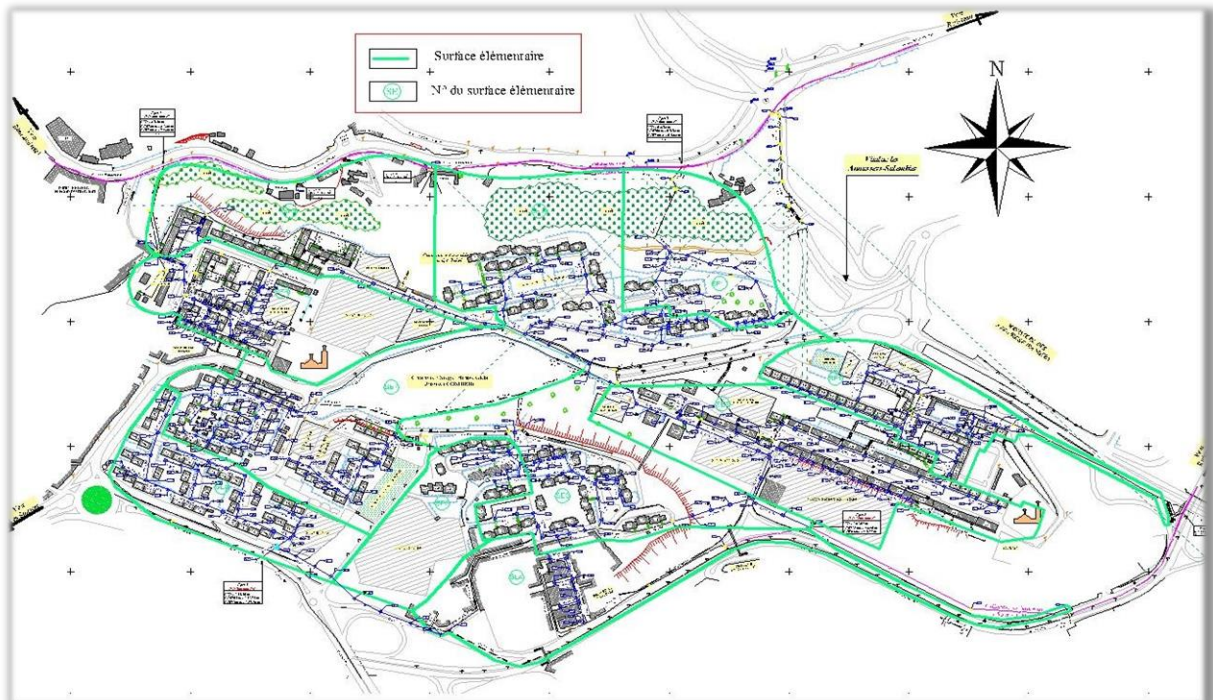


Figure IV-01 : Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires

III. Système d'évacuation des eaux :

III.1. Les différents systèmes d'assainissement :

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

- Les eaux pluviales, en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées d'origine domestique (eaux-vannes, ménagères...), les eaux usées provenant des industries et celles des services publics.
- Et, dans certains cas, les eaux parasites claires ou de drainage.

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

III.1.1. Le système unitaire :

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

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

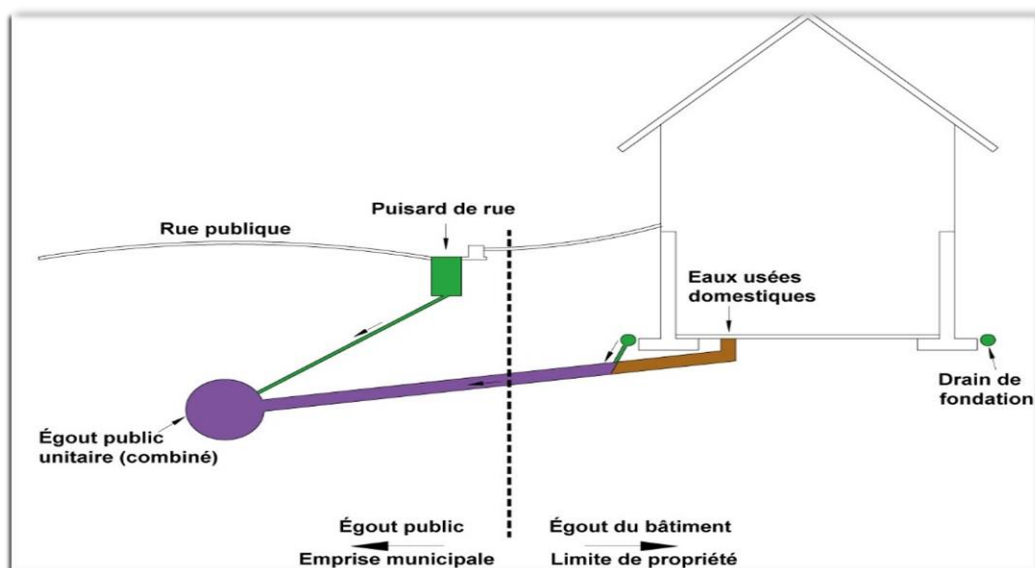


Figure IV-02 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.gatineau.ca (2023)

Tableau IV-01 : Avantages et inconvénients du système unitaire

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

Source : Office International de l'eau (2000)

III.1.2. Le système séparatif :

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- Réseau des eaux pluviales : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est-à-dire les pointes pluviales. Il suit la ligne de plus grande pente pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche et afin d'augmenter la vitesse d'écoulement. Son tracé dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement
- Réseau d'eaux usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau des eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités à drainer.

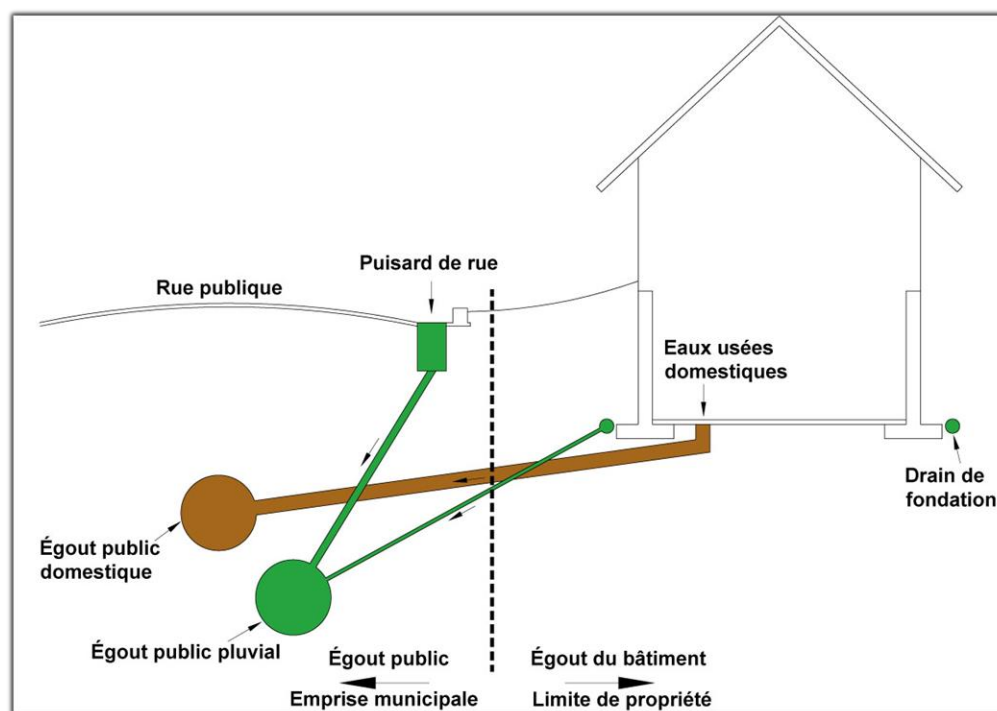


Figure IV-03 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source : www.gatineau.ca (2023)

Tableau IV-02 : Avantages et inconvénients du système séparatif

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

Source : Office International de l'eau (2000)

III.1.3. Le système pseudo-séparatif :

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

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

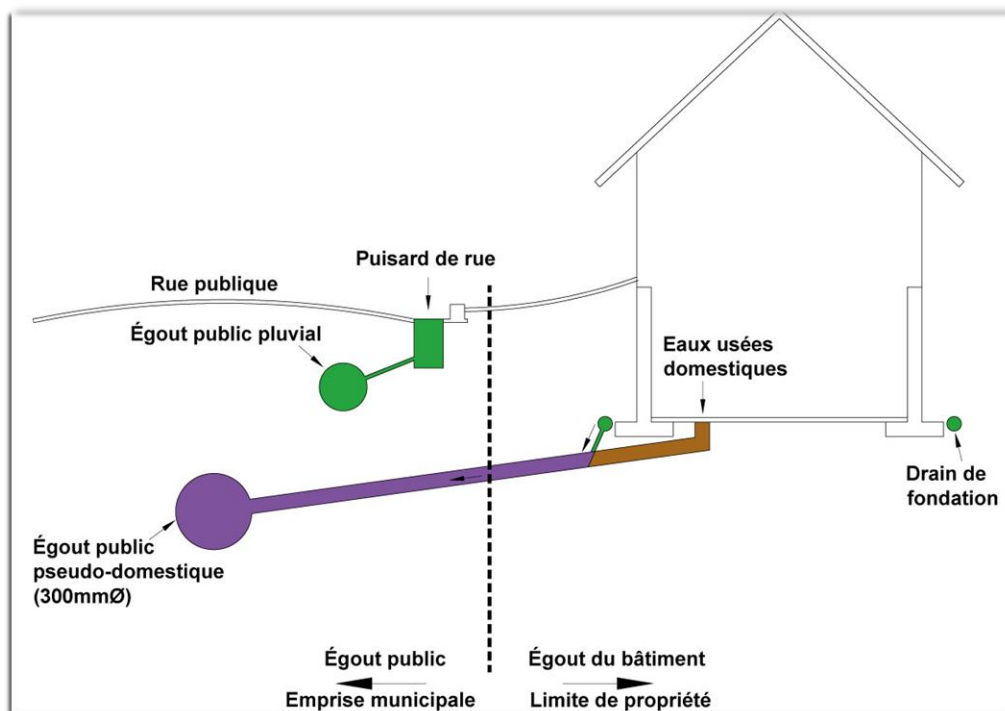


Figure IV-04 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source : www.gatineau.ca (2023)

III.1.4. Système mixte :

Dans ce type, une partie de la zone est assainie par un réseau unitaire et l'autre partie par le système séparatif. Il est appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient être supportés par le réseau ancien.

III.1.5. Système autonome :

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

III.2. Le choix du système d'assainissement :

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

- L'aspect technique et Les conditions locales (la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, les points de rejet, la répartition des masses d'habitations, etc...).
- S'il s'agit d'une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant).

- L'aspect économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations et de pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc...).

IV. Schéma d'évacuation des eaux :

IV.1. Les différents schémas d'assainissement :

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

IV.1.1. Schéma perpendiculaire :

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration ; il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

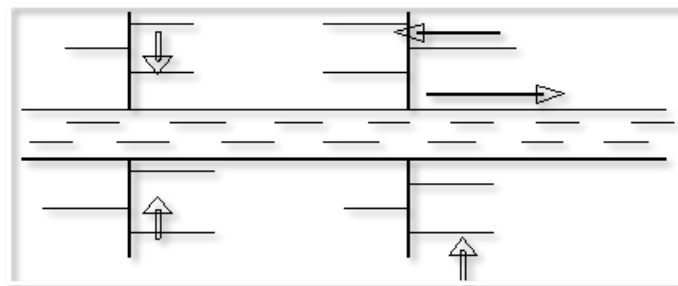


Figure IV-05 : Schéma perpendiculaire

Source SALAH. B. « polycopis d'assainissement »

IV.1.2. Schéma par déplacement latéral :

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

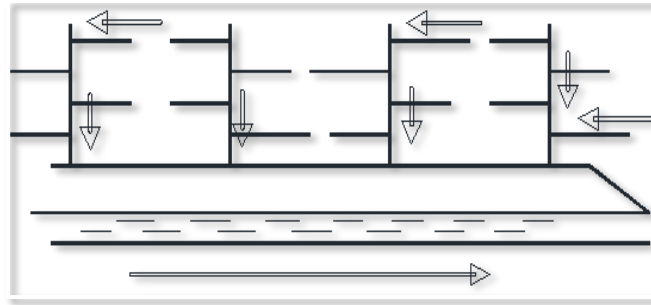


Figure IV-06 : Schéma par déplacement latéral

Source : SALAH. B. « polycops d'assainissement »

IV.1.3. Schéma transversal ou oblique :

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

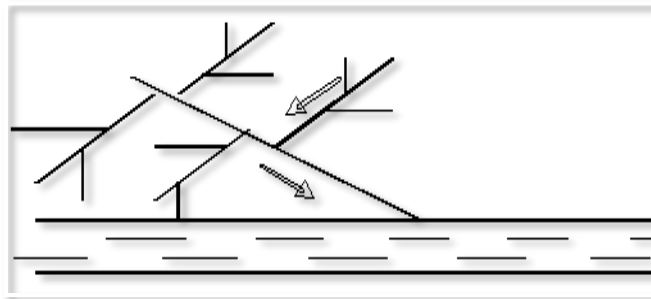


Figure IV-07 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

Source SALAH. B. « polycops d'assainissement »

IV.1.4. Schéma par zones étagées :

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

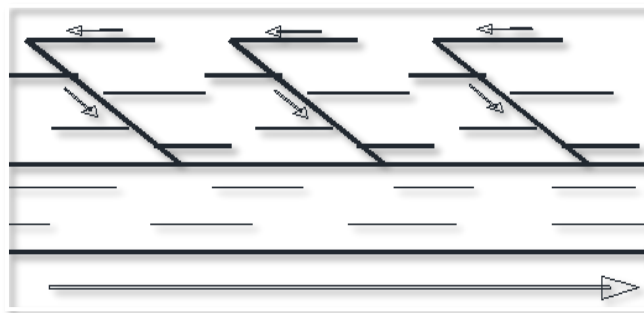


Figure IV-08 : Schéma par zones étagées

Source : SALAH. B. « polycopis d'assainissement »

IV.1.5. Schéma radial :

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

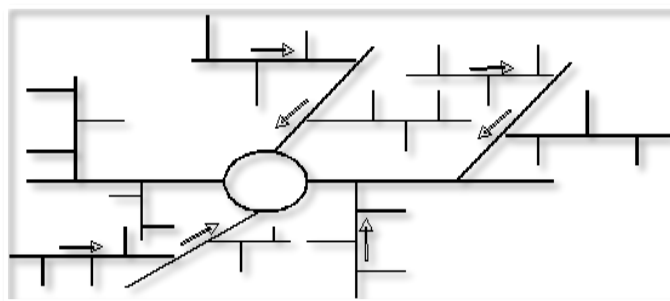


Figure IV-09 : Schéma radial

Source : SALAH. B. « polycopis d'assainissement »

IV.2. Le choix du schéma d'évacuation :

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

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

V. Le coefficient de ruissellement :

V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.
- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

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

➤ En fonction du type d'occupation du sol :

Tableau IV-03 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

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

Source : Satin *et al.* (2006)

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

Tableau IV-04 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Source: Water Environment Federation (1970)

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

Tableau IV-05 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

Source: Water Environment Federation (1970)

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

Tableau IV-06 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

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

Source : Gomella et Guerree (1967)

V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

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

→ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-07 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque surface élémentaire

N° SB	Surface (ha)	Nature de sol	Cri	Cr
1	5.16	80% toiture	0.85	0.76
		10% surface godronnée	0.4	
		10% surface non godronnée	0.35	
2	8.32	75% toiture	0.85	0.74
		20% surface godronnée	0.4	
		5% surface non godronnée	0.35	
3	5.36	45% toiture	0.85	0.59
		35% surface godronnée	0.4	
		20% surface non godronnée	0.35	
4	6.17	50% toiture	0.85	0.61
		20% surface godronnée	0.4	
		30% surface non godronnée	0.35	
5	4.00	50% toiture	0.85	0.62
		30% surface godronnée	0.4	
		20% surface non godronnée	0.35	
6	4.60	90% toiture	0.85	0.80
		5% surface godronnée	0.4	
		5% surface non godronnée	0.35	
7	9.37	70% toiture	0.85	0.71
		20% surface godronnée	0.4	
		10% surface non godronnée	0.35	
8	6.27	85% toiture	0.85	0.78
		10% surface godronnée	0.4	
		5% surface non godronnée	0.35	
9	6.51	50% toiture	0.85	0.50
		5% surface godronnée	0.4	
		5% surface non godronnée	0.35	
		40% Foret	0.1	
10	9.46	55% toiture	0.85	0.57
		10% surface godronnée	0.4	
		10% surface non godronnée	0.35	
		25% Foret	0.1	
11	4.78	50% toiture	0.85	0.52
		5% surface godronnée	0.4	
		10% surface non godronnée	0.35	
		35% Foret	0.1	

VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin :

Tableau IV-08 : Nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire

N° SE	Surface (ha)	Nombre de logements	Nombre d'habitant	Densité (hab/ha)
1	5.16	535	3745	725.78
2	8.32	949	6643	798.44
3	5.36	232	1624	302.99
4	6.17	117	819	132.74
5	4.00	110	770	192.50
6	4.60	211	1477	321.09
7	9.37	594	4158	443.76
8	6.27	471	3297	525.84
9	6.51	447	3129	480.65
10	9.46	262	1834	193.87
11	4.78	100	700	146.44
La somme	70.00	4028	28196	

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'établir les paramètres fondamentaux nécessaires à une estimation précise des débits d'évacuation, facilitant ainsi une analyse hydraulique adéquate pour notre agglomération. Cela englobe la détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin, ainsi que l'estimation du nombre d'habitants. Pour la zone que nous étudions, les paramètres suivants ont été déterminés :

- L'horizon de calcul est fixé à 2053, correspondant à une population future de 28196 habitants.
- Le système d'assainissement choisi est de type unitaire selon le réseau existant.
- Un découpage de la zone urbaine a permis d'identifier 11 surfaces élémentaires.
- Nous avons sélectionné le schéma par zones étagées.

CHAPITRE V :

ÉVALUATION DES DÉBITS À ÉVACUER

Introduction :

L'objectif principal de ce chapitre est d'estimer la quantité de débit rejetés par l'agglomération et les zones d'activités. Les rejets produits par l'agglomération dont la quantité varie d'une zone urbaine à une autre en raison de leurs usages particuliers, doivent être éliminés de manière prompte et sécurisée pour prévenir tout risque de contamination humaine ou de pollution environnementale.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

L'évaluation des débits des eaux usées nous offre une estimation de volume de débit en temps sec pendant les périodes de pointe, ce qui influe sur la détermination des dimensions et types des canalisations.

Selon la composition des substances polluantes présentes dans l'effluent, on identifie quatre (04) sources distinctes :

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

I.1.1. Les eaux usées domestiques :

Il s'agit des eaux domestiques issues des habitations situées au centre des agglomérations. Elles se composent principalement de :

- ❖ **Eaux ménagères** : de vaisselle, les eaux de cuisine, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- ❖ **Eaux vannes** : Les eaux issues des installations sanitaires, ces eaux sont évacuées à travers des canalisations à normes respectées.

Le débit d'eau usée dans la canalisation connaît des variations principalement influencées par la consommation d'eau et le taux de raccordement.

KAHLERRAS Djilali,2022, cours n°04 assainissement 01 : contenu, origine et nature des eaux à évacuer, ENSH,2022,19p.

I.1.2 Les eaux usées du service public :

Il s'agit des eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

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

KAHLERRAS Djilali,2022, cours n°04 assainissement 01 : contenu, origine et nature des eaux à évacuer, ENSH,2022,19p.

I.1.3. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des diverses activités industrielles menées dans différentes usines. La quantité d'eau évacuée par les industries est influencée par plusieurs facteurs, notamment :

- La nature de l'industrie.
- Le procédé de fabrication utilisé.
- Le taux effectif de recyclage réalisé.

L'évaluation de cette quantité peut se faire selon deux approches :

- ❖ **Pour l'industrie de production** : l'accent est mis sur les produits, impliquant l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- ❖ **Pour l'industrie de transformation** : l'attention se porte sur le nombre de travailleurs employés par l'industrie, avec une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

KAHLERRAS Djilali,2022, cours n°04 assainissement 01 : contenu, origine et nature des eaux à évacuer, ENSH,2022,19p.

Outre la quantité à évacuer, certains paramètres doivent être pris en considération :

- Les températures élevées peuvent altérer les caractéristiques mécaniques des canalisations ; ainsi, les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent nécessite un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle afin de prévenir les effets néfastes des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (difficultés de traitement au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds.

KAHLERRAS Djilali,2022, cours n°04 assainissement 01 : contenu, origine et nature des eaux à évacuer, ENSH,2022,19p.

I.1.4. Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.
- Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

KAHLERRAS Djilali, 2022, cours n°04 assainissement 01 : contenu, origine et nature des eaux à évacuer, ENSH, 2022, 19p.

I.2. Les eaux pluviales :

Il s'agit des eaux de ruissellement. Qui sont principalement de ceux qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ce débit doit être collectée et dirigée vers la canalisation d'évacuation pour éviter essentiellement les risques d'inondation.

L'eau destinée à l'irrigation, au lavage (des marchés, des rues, etc.), des lieux publics, des jardins est considérée comme de l'eau de pluie. Elle est collectée par des ouvrages de récupération des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes de pluie, la teneur en matière organique est plus élevée, surtout dans les villes à prédominance industrielle ; En raison du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et les eaux de lavage.

Cette eau charrie également du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre baisse de vitesse d'écoulement.

Ces eaux aussi transportent du sable qui un facteur important pour la stagnation des canalisations.

II. Estimation des débits des eaux usées :

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

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés,

industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

II.1. Débits des eaux usées des établissements publics :

L'estimation de ces débits se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'activité, elle dépend de la nature d'agglomération.

II.1.1. Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{rej}^{éq} = \frac{K_r \times D_{éq} \times N_u}{86400} \quad (V.01)$$

Avec :

- $Q_{rej}^{éq}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (l/s)
- N_u : nombre des unités concernés par chaque service.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- Dotation : dépend de la consommation journalière d'eau potable (l/j/unité).
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (l/j) en (l/s).

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

Tableau V-01: Débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire

N° SE	Equipement	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q_{rej}^{eq} (l/s)	Qéqtot (l/s)
1	Annexe APC	Fonctionnaire	20	20	0.0037	0.0278
	Algérie Poste	Fonctionnaire	15	20	0.0028	
	Polyclinique	Patient/j	50	30	0.0139	
	Stade	Sportif	40	20	0.0074	
2	Ecole primaire Mohamed Rouizi	Elève	185	20	0.0343	0.3764
	C.E.M Abdelkrim El Agoune	Elève	800	20	0.1481	
	Institut National des Travaux Publique	Employé/stagiaire	70	20	0.0130	
	Sureté National	Agent	35	20	0.0065	
	Mosquée	Fidèle	600	30	0.1667	
	Piscine	Baigneur/j	20	20	0.0037	
	Maison Culturelle	Employé/stagiaire	30	15	0.0042	
5	C.E.M Abdel Malek Temmam	Elève	873	20	0.1617	0.1825
	Salle de Sport	Sportif	75	30	0.0208	
6	Ecole primaire	Elève	450	20	0.0833	0.0833
7	Crèche	Elève	50	15	0.0069	0.0144
	Stade	Sportif	40	20	0.0074	
8	Ecole primaire	Elève	190	20	0.0352	0.4252
	Lycée Abdelhafid Boussouf	Elève	1140	20	0.2111	
	Mosquée	Fidèle	600	30	0.1667	
	Maison de jeune	Employé/stagiaire	30	15	0.0042	
	Marché	Personnes	35	25	0.0081	
9	Polyclinique	Patient/j	50	30	0.0139	0.0139

II.2. Débits des eaux usées domestiques :

L'eau consommée par l'agglomération n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée entre 70% à 80% d'eau potable.

II.2.1. Débit moyen journalier :

On calcule le débit des eaux usées domestiques à évacuer par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{K_r \times D \times N_{hab}}{86400} \quad (V.02)$$

Avec :

- Q_{moyj} : débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (l/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2053.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- Dot : dotation journalière estimée à 200 l/hab/j.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (l/j) en (l/s).

II.2.2. Débit moyen total :

$$Q_{mt} = Q_{moyj} + Q_{éqtot} \quad (V.03)$$

Avec :

- Q_{mt} : débit moyen total des eaux usées en (l/s).
- Q_{moyj} : débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (l/s).
- $Q_{éqtot}$: débit moyen journalier total des eaux usées pour chaque surface élémentaire en (l/s).

II.2.3. Débit saisonnier :

Le débit saisonnier, correspondant à la journée la plus chargée de l'année.

$$Q_s = 1.2 \times Q_{mt} \quad (V.04)$$

- Q_s : débit saisonnier pour chaque surface élémentaire en (l/s).
- Q_{mt} : débit moyen total des eaux usées en (l/s).

II.2.4. Débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_p = K_p \times Q_s \quad (\text{V.05})$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe des eaux usées (l/s).
- Q_s : débit saisonnier pour chaque surface élémentaire en (l/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad ; \text{ si } Q_s \geq 2.81 \text{ l/s} \quad (\text{V.06})$$

$$K_p = 3 \quad ; \text{ si } : Q_s < 2.81 \text{ l/s}$$

II.2.5. Débit des eaux claires parasites :

$$Q_{ecp} = K \times Si \quad (\text{V.07})$$

- Q_{ecp} : débit des eaux claires parasites de chaque surface élémentaire en (l/s).
- K : débit d'eau parasite par unité de surface compris égale 0.15 l/s/ha.
- Si : surface des sous bassins en (ha).

II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour estimer le débit global des eaux usées à évacuer en l'absence d'informations détaillées sur leur répartition temporelle, il est nécessaire de prendre en compte l'hypothèse de la superposition des débits de pointe de tous les types d'eaux usées.

➔ Les débits totaux des eaux à évacuer sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-02 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire

N° SE	N _{hab}	Kr	Dot (l/j.hab)	Q _{moyj} (l/s)	Q _{éqtot} (l/s)	Q _{moy tot} (l/s)	Q _s (l/s)	K _p	Q _p (l/s)	Q _{ecp} (l/s)	Q _{tot usée} (l/s)	Q _{tot usée} (m ³ /s)
1	3745	0.8	200	6.94	0.028	6.96	8.36	2.36	19.76	0.77	20.53	0.021
2	6643	0.8	200	12.30	0.376	12.68	15.21	2.14	32.57	1.25	33.82	0.034
3	1624	0.8	200	3.01		3.01	3.61	2.82	10.16	0.80	10.97	0.011
4	819	0.8	200	1.52		1.52	1.82	3	5.46	0.93	6.39	0.006
5	770	0.8	200	1.43	0.183	1.61	1.93	3	5.79	0.60	6.39	0.006
6	1477	0.8	200	2.74	0.083	2.82	3.38	2.86	9.67	0.69	10.36	0.010
7	4158	0.8	200	7.70	0.014	7.71	9.26	2.32	21.49	1.41	22.90	0.023
8	3297	0.8	200	6.11	0.425	6.53	7.84	2.39	18.75	0.94	19.69	0.020
9	3129	0.8	200	5.79	0.014	5.81	6.97	2.45	17.06	0.98	18.03	0.018
10	1834	0.8	200	3.40		3.40	4.08	2.74	11.16	1.42	12.58	0.013
11	700	0.8	200	1.30		1.30	1.56	3	4.67	0.72	5.38	0.005

III. Estimation des débits des eaux pluviales :

Le calcul de base pour déterminer les dimensions d'un réseau pluvial repose sur la pluie la plus intense susceptible de se produire sur une période de 10 ans.

Lors d'une précipitation, seule la portion d'eau ruisselée est pertinente pour la conception d'une structure destinée à évacuer, de manière adéquate, le débit de cette partie spécifique du bassin considéré. En fonction de la taille du bassin et de son degré d'urbanisation, différentes méthodes sont utilisées pour évaluer le débit pluvial, parmi lesquelles figurent :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

III.1. La méthode rationnelle :

Cette approche a démontré son efficacité, particulièrement pour les bassins urbains de petite envergure. Elle requiert la division du bassin versant en secteurs délimités par des lignes isochrones lorsque la superficie est significative.

L'approche consiste à estimer les débits pluviaux résultant d'une averse d'intensité moyenne "i", présumée constante pendant la durée de la pluie, sur des surfaces d'influence de superficie "A", caractérisées par un coefficient de ruissellement "Cr".

Toutefois, il est important de prendre en considération que l'intensité n'est pas uniforme, indiquant que l'averse a un centre et se propage dans l'espace. Pour corriger cela, l'application d'un coefficient de répartition de la pluie, noté "α", est nécessaire. La méthode rationnelle est formulée par l'équation suivante :

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q_{pluv} = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{V.08})$$

Avec :

- Q_{pluv} : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (l/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

III.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

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

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

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{V.09})$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

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

III.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette approche démontre son efficacité sur des surfaces relativement restreintes, généralement inférieures à 10 hectares. Les résultats sont d'autant plus précis pour des aires encore plus réduites, en raison de l'estimation précise du coefficient de ruissellement.

Par conséquent, elle convient aux surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. En revanche, son utilisation n'est pas envisageable pour des zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle repose sur trois (03) hypothèses fondamentales :

Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.

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

SALAH BOUALEM 2022, « ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES ET PLUVIALES DES AGGLOMERATIONS », ENSH Blida

III.1.4. Temps de concentration :

Il s'agit d'une propriété intrinsèque du bassin, définie comme étant le temps nécessaire à la pluie tombée au point le plus éloigné, en termes de durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur chargé d'évacuer le ruissellement de la zone considérée.

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

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

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

- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

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

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

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

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

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

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

III.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

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

III.2. La méthode superficielle :

La méthode de Caquot, également connue sous le nom de méthode superficielle, constitue une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle élabore le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à un instant approximativement équivalent au temps de concentration « t_c », moment auquel on enregistre le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_{pluv} = K \frac{1}{u} \times C_r \frac{1}{u} \times I \frac{v}{u} \times A \frac{w}{u} \quad (\text{V.14})$$

Avec :

- Q_{pluv} : le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m³/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (\text{V.14-a})$$

$$u = 1 - b \times f \quad (\text{V.14-b})$$

$$v = c \times b \quad (\text{V.14-c})$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (\text{V.14-d})$$

III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètres liés à la pluviométrie :**

- a, b : représente les coefficients de la formule de Montan-ari (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.
- ε : abattement spatial de la pluie ;

$$\varepsilon = 0.5 \quad ; \text{ pour } S < 100 \text{ ha.}$$

$$\varepsilon = 0.03 \quad ; \text{ la valeur la plus adoptée.}$$

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :**

- $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- **Paramètres concernant le bassin versant :**

- $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.
- μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (\text{V.15})$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

Remarque :

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$. Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (\text{V.17})$$

• Temps de concentration :

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthode) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (\text{V.18})$$

Avec :

- t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m^3/s)

III.2.2. Validité de la méthode superficielle :

Il est indispensable de vérifier la validité des conditions pour appliquer la formule de Caquot, ces critères étant définis par les recommandations de l'instruction technique de 1977 :

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

III.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence :

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont généralement adaptées aux bassins présentant des caractéristiques physiques homogènes. Si l'on souhaite appliquer le modèle

superficiel à un ensemble de sous-bassins hétérogènes, il est nécessaire d'utiliser des formules d'équivalence.

Ces formules varient en fonction de la hiérarchie des sous-bassins composant l'ensemble ; les bassins sont considérés en série lorsque l'exutoire d'un bassin constitue l'entrée d'un autre, tandis qu'ils sont en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

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

Tableau V-03 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

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

Avec :

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

III.2.4. Critique de la méthode superficielle :

- Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.
- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend :
 $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.
- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

III.3. Choix de la méthode :

En tenant compte des critiques propres à chaque méthode, la méthode rationnelle est choisie pour évaluer les débits pluviaux, car la pente de notre zone d'étude est entre 0.5% et 10% donc on ne peut pas appliquer la méthode de superficielle, alors que les conditions de validité sont satisfaites pour l'ensemble des sous-bassins pour la méthode rationnelle, qui présentent des superficies inférieures à 10 hectares.

III.4. Calcul des débits pluviaux :

Étant donné que les surfaces des sous-bassins sont inférieures à 10 ha, les valeurs du coefficient « α » tendent à s'approcher de l'unité. Par conséquent, il sera considéré comme égal à 1 dans le calcul des débits.

Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau V-04 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N° SE	Surface (ha)	Cr	Intensité (l/s/ha)	α	$Q_{\text{pluv}}(\text{m}^3/\text{s})$
1	5.16	0.76	186	1	0.725
2	8.32	0.74	186	1	1.137
3	5.36	0.59	186	1	0.591
4	6.17	0.61	186	1	0.700
5	4.00	0.62	186	1	0.458
6	4.60	0.80	186	1	0.687
7	9.37	0.71	186	1	1.237
8	6.27	0.78	186	1	0.910
9	6.51	0.50	186	1	0.608
10	9.46	0.57	186	1	0.999
11	4.78	0.52	186	1	0.458

III.5. Calcul des débits totaux :

La zone d'étude possède un système unitaire donc on doit passer au calcul des totaux qui contient les débits des eaux usées, pluviales et d'équipement de notre agglomération pour chaque surface élémentaire :

Tableau V-05 : Débits totaux de la zone d'étude

N° SE	Q _{tot usée} (m ³ /s)	Q _{pluv} (m ³ /s)	Q _{tot} (m ³ /s)
1	0.021	0.725	0.745
2	0.034	1.137	1.171
3	0.011	0.591	0.602
4	0.006	0.700	0.706
5	0.006	0.458	0.464
6	0.010	0.687	0.697
7	0.023	1.237	1.260
8	0.020	0.910	0.929
9	0.018	0.608	0.626
10	0.013	0.999	1.011
11	0.005	0.458	0.463

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé et évalué les débits d'eau pluviales et usées à évacuer. D'après les résultats du diagnostic la zone d'étude ne comprend aucune zone industrielle.

À partir des valeurs de débits obtenues, il est observé que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) représentent seulement une 20% des débits pluviaux.

Cette phase constitue une étape cruciale en vue d'aborder le prochain chapitre, qui concerne le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

CHAPITRE VI :

CALCUL
HYDRAULIQUE DU
RÉSEAU

Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer au niveau des sous-bassins sont établis, on procède au calcul hydraulique du système d'assainissement, impliquant le dimensionnement des collecteurs et des éléments qui assureront le transfert optimal de ces eaux vers l'oued tout en garantissant les conditions d'auto-curage.

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

La conception d'un réseau d'assainissement se matérialise par la représentation graphique de tous les éléments constitutifs des différentes branches du réseau sur un schéma :

- **Les collecteurs :**

Ils doivent être en mesure de transporter en permanence l'intégralité des débits générés par les conduites qu'ils alimentent. Ils sont caractérisés par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
- Pentas.

- **Les regards :** de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Côtes.

Un système d'assainissement opère généralement selon un écoulement gravitaire, sauf dans des situations particulières telles que les contre-pentes, où un relevage est nécessaire. Avant d'entreprendre le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, plusieurs hypothèses sont prises en compte, dont :

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

II. Mode de dimensionnement des canalisations :

II.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (\text{VI.01})$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).
- S_m : section mouillée (m^2).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{VI.02})$$

Avec :

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{VI.03})$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{VI.04})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état (Figure VI-01).

Tableau VI-01 : Coefficient de rugosité de Manning et Strickler pour divers types de matériaux

Matériaux	n	Ks
-Fosse a parois en herbe.	0,003	33
-Fosse a parois en terre.	0,025	40
-Canal en maçonnerie.	0,016	63
-Conduite en béton.	0,013	75
-Conduite en fibre-ciment.	0,012	83
-Conduite en fonte ou en grès.	0,011	90
-Conduite en PVC.	0,011	90

Source : BOUDEHOUS ROUMAÏSSA,2022

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement projeté, Les collecteurs utilisés sont en PVC (ϕ 315, 400, 500,630 mm) et en béton armé (ϕ 800,1000,1200 mm).

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{VI.05})$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{VI.06})$$

❖ Procédé de calcul :

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{VI.07})$$

Avec :

$$- D_{\text{cal}} \text{ (m)} \quad ; \quad Q \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_N/4$; on a :

$$v_{\text{ps}} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{VI.08})$$

Avec :

$$- v_{\text{ps}} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = v_{ps} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{VI.09})$$

Avec :

$$- Q_{ps} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad v_{ps} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)}$$

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{VI.10})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95,24 \cdot r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad (\text{VI.12})$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad (\text{VI.14})$$

III. Conditions d'auto-curage :

- En utilisant une pleine ou une demi-section : un conduit circulaire doit maintenir une vitesse d'écoulement de 0.7 m/s (ou éventuellement 0.5 m/s dans des conditions strictes).

Dans ce scénario, le rapport des vitesses est quasiment égal à 1, ce qui implique de vérifier que la vitesse à pleine section est égale ou supérieure à 0.7 m/s. Un réseau d'eaux pluviales doit favoriser l'auto-curage, assurant ainsi l'évacuation du sable même avec des débits fréquemment rencontrés. Cela prévient la décantation et l'accumulation, tout en évitant l'érosion des parois de la conduite.

1- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v \geq 0.6$ m/s.

2- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v \geq 0.3$ m/s.

Ces limites sont respectées avec :

- $v_{ps} = 1$ m/s ; pour une section circulaire.

$$(r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1 \text{ m/s})$$

- $v_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; pour une section ovoïde.

IV. Normes d'écoulement et d'implantation :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'auto-curage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible, car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- La même chose comme pour les eaux usées, il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).

V. Résultats du dimensionnement :

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

Tableau VI-02 : Calculs hydraulique du réseau projeté

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m ³ /s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp8-Rp9	125.2	124.29	123.5	123.28	21	0.011	0.021	300	315	100	1.93	0.150	0.140	0.26	0.74	83.05	1.42	23.05	0.32	0.61	PVC
Rp9-Rp10	125.3	125.29	123.3	123.2	15	0.007	0.036	300	315	100	1.50	0.117	0.308	0.38	0.87	119.17	1.31	35.35	0.41	0.62	PVC
Rp10-Rp11	125.3	125.22	123.2	123.12	15	0.005	0.051	300	315	100	1.34	0.105	0.489	0.50	0.90	156.08	1.21	46.58	0.50	0.67	PVC
Rp11-Rp12	125.2	125.09	123.1	122.95	30	0.005	0.081	300	315	100	1.30	0.101	0.800	0.67	0.91	211.53	1.18	62.21	0.61	0.79	PVC
Rp12-Rp13	125.1	124.98	123	122.84	30	0.005	0.111	300	400	100	1.52	0.191	0.580	0.55	0.90	220.05	1.37	65.51	0.53	0.81	PVC
Rp13-Rp14	125	124.78	122.8	122.66	30	0.005	0.141	300	400	100	1.52	0.191	0.736	0.63	0.90	253.43	1.37	75.33	0.59	0.90	PVC
Rp14-Rp15	124.8	122.8	122.7	120.8	33	0.056	0.174	300	400	100	5.10	0.640	0.272	0.36	0.85	142.08	4.34	41.68	0.39	2.01	PVC
Rp15-Rp16	122.8	122.49	120.8	120.7	11	0.009	0.184	300	400	100	2.09	0.263	0.702	0.62	0.92	246.14	1.93	73.31	0.58	1.21	PVC
Rp16-Rp17	122.5	122.26	120.7	120.46	24	0.010	0.208	300	400	100	2.15	0.271	0.770	0.65	0.90	261.21	1.94	77.31	0.60	1.29	PVC
Rp17-R118	122.3	122.13	120.5	120.45	6	0.010	0.214	300	400	100	2.15	0.271	0.791	0.67	0.90	266.26	1.94	78.48	0.61	1.30	PVC
Rp26-Rp27	125.6	125.43	123.6	123.36	23	0.011	0.064	300	315	100	1.89	0.147	0.437	0.46	0.96	145.64	1.81	43.57	0.47	0.90	PVC
Rp27-Rp28	125.4	124.55	123.4	123.06	30	0.011	0.094	300	315	100	1.96	0.152	0.619	0.57	1.06	180.20	2.08	53.67	0.55	1.07	PVC
Rp28-Rp29	124.6	122.52	123.1	121.22	30	0.063	0.124	300	315	100	4.60	0.358	0.347	0.40	0.90	126.93	4.12	37.91	0.43	1.99	PVC
Rp29-Rp30	122.5	122.47	121.2	121.07	30	0.004	0.154	300	400	100	1.42	0.178	0.866	0.72	0.90	287.48	1.28	82.53	0.63	0.89	PVC
Rp30-Rp16	122.5	121.49	121.1	121.02	16	0.005	0.170	300	400	100	1.54	0.194	0.876	0.73	0.90	290.99	1.39	83.09	0.63	0.97	PVC
Rp31-Rp32	125.4	125.33	123.8	123.56	21	0.011	0.021	300	315	100	1.93	0.150	0.140	0.26	0.74	82.95	1.42	23.02	0.32	0.61	PVC
Rp32-Rp27	125.4	125.43	123.6	123.54	21	0.005	0.042	300	315	100	1.30	0.101	0.414	0.45	0.94	140.78	1.22	42.14	0.46	0.60	PVC
Rp20-Rp21	123	123	121.4	121.15	21	0.011	0.021	300	315	100	1.93	0.150	0.140	0.26	0.74	82.95	1.42	23.02	0.32	0.61	PVC
Rp21-Rp22	123.1	123.05	121.2	121.06	8	0.011	0.029	300	315	100	1.93	0.150	0.193	0.30	0.80	95.92	1.54	27.11	0.35	0.67	PVC
Rp22-Rp23	123.1	123.04	121.1	120.99	14	0.005	0.043	300	315	100	1.30	0.101	0.424	0.45	0.95	142.83	1.23	42.75	0.47	0.61	PVC
Rp23-Rp24	123.4	122.89	121	120.84	30	0.005	0.073	300	315	100	1.30	0.101	0.719	0.62	0.91	196.76	1.18	58.56	0.58	0.76	PVC
Rp24-Rp25	122.9	121.13	120.8	120.67	35	0.005	0.108	300	400	100	1.52	0.191	0.563	0.54	0.90	216.24	1.37	64.39	0.53	0.80	PVC
Rp25-R10	121.1	121.05	120.7	120.66	10	0.005	0.118	300	400	100	1.52	0.191	0.615	0.57	0.90	227.84	1.37	67.85	0.55	0.83	PVC
Collecteur à maintenir						0.01	0.247	500	500	100	2.50	0.491	0.503	0.50	0.90	252.30	2.25	75.24	0.50	1.26	PVC
Rp1-Rp2	125	125	123.1	122.83	27	0.009	0.027	300	315	100	1.74	0.136	0.202	0.31	0.80	97.81	1.40	27.77	0.35	0.62	PVC
Rp2-Rp3	125	124.33	122.8	122.31	17	0.028	0.045	300	315	100	3.07	0.239	0.187	0.30	0.79	94.56	2.43	26.65	0.35	1.06	PVC
Rp3-Rp4	124.3	124.01	122.3	122.03	10	0.028	0.054	300	315	100	3.07	0.239	0.226	0.33	0.82	102.91	2.53	29.59	0.37	1.13	PVC
Rp4-Rp5	124	123.12	122.1	121.2	32	0.028	0.086	300	315	100	3.07	0.239	0.360	0.41	0.90	129.63	2.78	38.76	0.44	1.35	PVC
Rp5-Rp6	123.1	121.95	121.2	120.05	41	0.028	0.127	300	315	100	3.07	0.239	0.529	0.52	0.90	164.00	2.77	48.86	0.51	1.58	PVC
Rp6-Rp7	123	122.12	120	119.89	4	0.028	0.131	300	315	100	3.07	0.239	0.546	0.53	0.92	167.17	2.83	49.79	0.52	1.60	PVC
Rp7-R8	122.1	121.78	119.9	119.36	6	0.088	0.137	300	315	100	5.46	0.425	0.323	0.39	0.90	121.98	4.91	36.29	0.42	2.29	PVC

Tableau VI-03 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Collecteur à maintenir						0.013	0.350	600	600	75	2.41	0.682	0.513	0.51	0.99	306.27	2.39	91.30	0.51	1.22	Béton armé
Collecteur à maintenir						0.018	0.375	600	600	75	2.84	0.803	0.468	0.48	0.98	289.20	2.78	86.39	0.49	1.39	Béton armé
Rp45-Rp46	117.4	117.33	115.5	115.3	25	0.010	0.025	300	400	100	2.11	0.265	0.094	0.22	0.65	86.33	1.37	24.59	0.29	0.61	PVC
Rp46-Rp47	117.3	117.29	115.3	115.18	19	0.006	0.044	300	400	100	1.71	0.215	0.204	0.31	0.81	124.88	1.38	35.50	0.36	0.61	PVC
Rp47-Rp48	117.3	116.89	115.3	115.23	15	0.005	0.058	300	400	100	1.49	0.188	0.311	0.38	0.87	152.04	1.31	45.13	0.41	0.62	PVC
Rp48-Rp49	116.9	114.76	114.2	113.01	18	0.065	0.077	300	400	100	5.49	0.690	0.111	0.24	0.69	94.23	3.77	26.36	0.30	1.65	PVC
Rp49-Rp50	114.8	114.3	113	112.74	16	0.018	0.093	300	400	100	2.89	0.363	0.256	0.35	0.84	138.14	2.43	40.27	0.38	1.11	PVC
Rp50-Re	114.3	113.99	112.7	112.49	14	0.018	0.107	300	400	100	2.89	0.363	0.294	0.37	0.86	147.66	2.50	43.64	0.41	1.17	PVC
Collecteur à maintenir						0.040	0.745	600	600	75	2.99	0.846	0.881	0.73	0.99	438.69	2.96	124.98	0.63	1.89	Béton armé
Rp33-Rp34	122.8	122.72	119.8	119.68	22	0.008	0.033	300	400	100	1.93	0.242	0.138	0.26	0.73	104.74	1.41	29.07	0.32	0.61	PVC
Rp34-Rp35	122.7	122.63	119.7	119.5	22	0.008	0.067	300	400	100	1.93	0.242	0.279	0.36	0.86	143.83	1.65	42.30	0.40	0.77	PVC
Rp35-Rp36	122.6	122.45	119.5	119.4	13	0.008	0.086	300	400	100	1.93	0.242	0.357	0.41	0.90	163.84	1.74	48.98	0.44	0.84	PVC
Rp36-Rp37	122.5	121.78	119.4	119.08	39	0.008	0.146	300	400	100	1.93	0.242	0.603	0.56	0.99	225.20	1.91	67.06	0.54	1.04	PVC
Rp37-Rp38	121.8	119.54	119.1	116.68	40	0.061	0.206	300	400	100	5.32	0.668	0.309	0.38	0.87	151.45	4.64	44.93	0.41	2.20	PVC
Rp38-Rp39	119.5	116.84	116.7	113.98	45	0.060	0.275	300	400	100	5.28	0.663	0.415	0.45	0.94	178.91	4.96	53.56	0.46	2.45	PVC
Rp39-Rp40	116.8	113.95	114	111.31	45	0.060	0.342	300	400	100	5.28	0.663	0.516	0.51	1.01	205.14	5.33	61.15	0.51	2.68	PVC
Collecteur à maintenir						0.010	0.065	315	315	100	1.84	0.143	0.455	0.47	0.97	149.34	1.78	44.64	0.48	0.89	PVC
Rp40-Rp41	114	112.26	111.3	110.47	38	0.022	0.400	300	500	100	3.71	0.728	0.550	0.53	1.03	266.41	3.82	79.34	0.52	1.93	PVC
Rp41-Rp42	112.3	111.37	110.5	109.7	35	0.022	0.453	300	500	100	3.71	0.728	0.623	0.57	0.99	286.85	3.67	85.43	0.55	2.04	PVC
Rp42-Rp43	111.4	110.73	109.7	108.82	40	0.022	0.514	300	500	100	3.71	0.728	0.706	0.62	0.99	308.72	3.67	91.93	0.58	2.14	PVC
Rp43-Rp44	110.7	110.53	108.8	108.55	21	0.013	0.545	300	500	100	2.85	0.559	0.975	0.82	0.99	411.95	2.82	110.02	0.66	1.87	PVC
Rp44-R113	110.5	110.25	108.6	108.12	29	0.015	0.590	300	500	100	3.03	0.595	0.991	0.84	0.99	420.74	3.00	110.96	0.66	2.00	PVC
R116-Rp70	110.5	108.62	106.5	106.42	11	0.007	0.607	600	600	100	2.36	0.667	0.909	0.76	0.99	453.74	2.34	127.14	0.64	1.51	PVC
Rp70-Rp71	108.6	108.42	106.4	106.19	33	0.007	0.657	600	600	100	2.36	0.667	0.984	0.83	0.99	500.72	2.34	132.71	0.66	1.55	PVC
Rp71-Rp72	108.4	108.06	106.2	105.9	36	0.008	0.711	600	600	100	2.59	0.731	0.972	0.82	0.99	492.66	2.56	131.84	0.65	1.69	PVC
Rp72-R126	108.1	107.57	105.9	105.7	22	0.009	0.744	600	600	100	2.71	0.766	0.971	0.82	0.99	491.66	2.69	131.73	0.65	1.77	PVC
Rp73-Rp74	109.6	109.25	107.7	107.5	22	0.007	0.033	300	315	100	1.52	0.118	0.277	0.36	0.85	113.01	1.30	33.22	0.40	0.60	PVC
Rp74-Rp75	109.3	109.24	107.5	107.46	9	0.005	0.046	300	315	100	1.30	0.101	0.454	0.47	0.97	148.98	1.26	44.54	0.48	0.63	PVC
Rp75-Rp76	109.2	108.89	107.5	107.39	14	0.005	0.067	300	315	100	1.30	0.101	0.661	0.59	0.99	187.09	1.29	55.74	0.56	0.73	PVC
Collecteur à maintenir						0.014	0.744	800	800	75	1.81	0.911	0.817	0.68	0.99	545.87	1.80	159.80	0.61	1.11	Béton armé

Tableau VI-04 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp268-Rp269	124.6	124.69	123	122.82	15	0.012	0.019	300	315	100	2.01	0.157	0.121	0.25	0.71	77.32	1.42	21.52	0.31	0.62	PVC
Rp269-Rp270	124.7	124.78	122.8	122.73	15	0.006	0.038	300	315	100	1.42	0.111	0.343	0.40	0.89	126.17	1.27	37.66	0.43	0.61	PVC
Rp270-Rp271	124.8	124.86	122.7	122.65	15	0.005	0.058	300	315	100	1.30	0.101	0.568	0.54	0.99	171.29	1.29	51.00	0.53	0.69	PVC
Rp271-Rp772	124.9	124.83	122.7	122.58	14	0.005	0.075	300	315	100	1.30	0.101	0.742	0.64	0.99	200.66	1.29	59.61	0.59	0.77	PVC
Rp272-Rp273	124.8	124.54	122.6	122.56	4	0.005	0.081	300	315	100	1.30	0.101	0.796	0.67	0.99	210.58	1.29	62.00	0.61	0.79	PVC
Rp273-Rp274	124.5	125.05	122.6	122.51	11	0.005	0.094	300	315	100	1.30	0.101	0.928	0.77	0.99	243.97	1.29	67.50	0.64	0.84	PVC
Rp274-Rp260	125.1	124.03	122.5	122.4	21	0.005	0.120	400	400	100	1.52	0.191	0.626	0.58	0.99	230.24	1.51	68.57	0.55	0.84	PVC
Rp260-Rp261	124	123.91	122.4	122.31	15	0.006	0.138	400	400	100	1.67	0.210	0.660	0.59	0.99	237.47	1.65	70.76	0.56	0.94	PVC
Rp261-Rp262	123.9	124.27	122.3	122.07	38	0.006	0.186	400	400	100	1.67	0.210	0.889	0.74	0.99	295.27	1.65	83.74	0.63	1.06	PVC
Rp262-Rp263	124.3	124.77	122.1	121.75	38	0.008	0.234	300	400	100	1.98	0.248	0.943	0.79	0.99	316.00	1.96	86.48	0.65	1.28	PVC
Rp275-Rp276	128.6	128.53	126.7	126.5	26	0.008	0.033	300	400	100	1.92	0.241	0.138	0.26	0.73	104.72	1.41	29.06	0.32	0.61	PVC
Rp276-Rp277	128.5	128.21	126.5	126.37	28	0.005	0.069	300	400	100	1.52	0.191	0.359	0.41	0.90	164.29	1.38	49.12	0.44	0.67	PVC
Rp277-Rp278	128.2	127.27	124.2	124.08	25	0.005	0.101	300	400	100	1.52	0.191	0.525	0.52	0.99	207.31	1.51	61.77	0.51	0.78	PVC
Rp278-Rp279	127.3	125.7	124.1	123.9	36	0.005	0.146	300	400	100	1.52	0.191	0.761	0.65	0.99	259.10	1.51	76.79	0.60	0.91	PVC
Rp280-Rp281	126.9	126.86	125.2	124.88	23	0.014	0.029	300	315	100	2.17	0.169	0.171	0.29	0.78	91.06	1.69	25.48	0.34	0.73	PVC
Rp281-Rp282	126.9	125.93	124.9	124.47	30	0.014	0.067	300	315	100	2.17	0.169	0.395	0.43	0.93	136.75	2.01	40.95	0.45	0.99	PVC
Rp282-Rp283	125.9	125.64	124.5	124.21	19	0.014	0.091	300	315	100	2.17	0.169	0.536	0.52	0.99	165.30	2.15	49.24	0.52	1.12	PVC
Rp283-Rp279	125.6	125.63	124.2	123.96	16	0.014	0.111	300	315	100	2.17	0.169	0.655	0.59	0.99	186.18	2.15	55.47	0.56	1.22	PVC
Rp279-Rp263	125.6	124.77	123.9	123.6	15	0.020	0.276	400	400	100	3.05	0.383	0.721	0.63	1.09	250.14	3.33	74.44	0.58	1.78	PVC
Rp263-Rp264	124.8	124.69	121.5	121.25	40	0.006	0.326	400	500	100	1.94	0.380	0.858	0.71	1.11	356.45	2.15	102.69	0.62	1.21	PVC
Rp264-Rp265	124.7	124.36	121.3	121.01	40	0.006	0.377	400	500	100	1.94	0.380	0.991	0.84	0.99	421.06	1.92	110.99	0.66	1.28	PVC
Rp265-Rp266	124.4	124.05	121	120.87	17	0.008	0.398	400	500	100	2.19	0.429	0.928	0.77	0.99	387.23	2.16	107.14	0.64	1.41	PVC
Rp266-Rp267	124.1	123.25	120.9	120.75	15	0.008	0.417	400	500	100	2.24	0.439	0.950	0.80	0.99	398.65	2.21	108.53	0.65	1.45	PVC
Rp267-Rp246	123.3	122.97	120.8	120.62	16	0.008	0.437	400	500	100	2.25	0.442	0.990	0.84	0.99	420.16	2.23	110.89	0.66	1.48	PVC
Rp77-Rp78	129.8	129.69	127.6	127.4	22	0.009	0.027	300	400	100	2.04	0.257	0.106	0.23	0.68	92.11	1.38	25.86	0.30	0.61	PVC
Rp78-Rp79	129.7	128.89	127.4	127.03	11	0.034	0.041	300	400	100	3.97	0.499	0.082	0.20	0.61	80.23	2.44	23.36	0.28	1.12	PVC
Rp79-Rp80	128.9	128.21	127	126.54	14	0.034	0.059	300	400	100	3.97	0.499	0.119	0.24	0.70	97.47	2.79	27.15	0.31	1.21	PVC
Rp80-Rp81	128.2	127.41	126.5	125.82	21	0.034	0.086	300	400	100	3.97	0.499	0.172	0.29	0.78	115.87	3.09	32.43	0.34	1.34	PVC
Rp81-Rp82	127.4	126.72	125.8	124.9	27	0.034	0.119	300	400	100	3.97	0.499	0.239	0.33	0.83	134.00	3.30	38.77	0.38	1.49	PVC

Tableau VI-05 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau	
Rp250-Rp251	126.3	126.16	124.1	123.96	33	0.005	0.042	300	315	100	1.30	0.101	0.415	0.45	0.94	140.96	1.22	42.20	0.46	0.60	PVC	
Rp251-Rp82	126.2	126.72	124	123.82	28	0.005	0.077	300	315	100	1.30	0.101	0.761	0.65	0.99	203.99	1.29	60.46	0.60	0.77	PVC	
Rp82-Rp83	126.7	126.44	123.8	123.59	27	0.008	0.231	300	400	100	1.88	0.237	0.976	0.82	0.99	329.96	1.87	88.06	0.66	1.24	PVC	
Rp252-Rp253	127.3	126.77	125.6	125.07	20	0.028	0.025	300	315	100	3.05	0.237	0.106	0.23	0.68	72.51	2.06	20.36	0.30	0.91	PVC	
Rp253-Rp83	126.8	126.44	125.1	124.75	25	0.013	0.057	300	315	100	2.08	0.162	0.349	0.40	0.90	127.33	1.87	38.03	0.43	0.90	PVC	
Rp83-Rp244	126.4	126.33	123.6	123.45	17	0.008	0.429	300	500	100	2.25	0.441	0.973	0.82	0.99	410.97	2.22	109.91	0.65	1.47	PVC	
Rp244-Rp245	126.3	125.59	123.5	123.2	24	0.010	0.459	300	500	100	2.54	0.499	0.921	0.77	0.99	384.08	2.52	106.74	0.64	1.63	PVC	
Rp254-Rp255	135.1	132.79	132.9	130.4	50	0.050	0.098	400	400	100	4.82	0.605	0.162	0.28	0.77	112.70	3.69	31.42	0.33	1.60	PVC	
Rp255-Rp256	132.8	129.93	130.4	127.9	50	0.050	0.196	400	400	100	4.82	0.605	0.323	0.39	0.88	155.10	4.25	46.16	0.42	2.02	PVC	
Rp256-Rp257	129.9	129.65	127.9	127.5	50	0.008	0.196	400	400	100	1.93	0.242	0.808	0.68	0.99	270.69	1.91	79.44	0.61	1.18	PVC	
Rp257-Rp258	129.7	129.15	127.5	127.13	50	0.007	0.230	400	400	100	1.85	0.233	0.988	0.84	0.99	335.44	1.83	88.64	0.66	1.22	PVC	
Rp258-Rp259	129.2	128.25	127.1	126.24	30	0.030	0.289	400	400	100	3.73	0.469	0.616	0.57	0.99	228.06	3.69	67.92	0.55	2.04	PVC	
Rp259-Rp245	128.3	125.58	126.2	124.34	30	0.030	0.347	400	400	100	3.73	0.469	0.741	0.64	0.99	254.57	3.69	75.64	0.59	2.20	PVC	
Rp245-Rp246	125.6	122.97	122.4	121.4	34	0.030	0.413	400	500	100	4.33	0.850	0.486	0.49	0.99	247.01	4.29	73.72	0.50	2.15	PVC	
Rp246-Rp247	123	120.4	120	118.8	40	0.030	0.492	400	630	100	5.05	1.574	0.312	0.38	0.87	239.87	4.42	71.22	0.41	2.09	PVC	
Rp247-Rp248	120.4	117.6	116.8	115.71	40	0.027	0.570	400	630	100	4.79	1.493	0.382	0.43	0.92	268.12	4.40	80.26	0.45	2.15	PVC	
Rp248-Rp249	117.6	116.5	115.7	114.94	28	0.027	0.625	400	630	100	4.79	1.493	0.418	0.45	0.94	283.36	4.52	84.82	0.47	2.23	PVC	
Rp249-R142	116.5	116.4	114.9	114.51	15	0.027	0.653	400	630	100	4.79	1.493	0.437	0.46	0.96	291.26	4.58	87.13	0.47	2.27	PVC	
Collecteur à maintenir							0.010	0.052	400	400	100	2.15	0.271	0.193	0.30	0.80	121.78	1.72	34.42	0.35	0.75	PVC
							0.023	0.051	400	400	100	3.27	0.410	0.125	0.25	0.71	99.77	2.33	27.73	0.31	1.01	PVC
							0.010	0.089	400	400	100	2.15	0.271	0.330	0.39	0.89	156.74	1.91	46.70	0.42	0.91	PVC
Rp84-Rp85	147.4	147.26	145.4	145.2	30	0.007	0.046	300	315	100	1.54	0.120	0.386	0.43	0.92	135.06	1.42	40.43	0.45	0.69	PVC	
Rp85-Rp86	147.3	146.85	145.2	145.08	17	0.007	0.072	300	315	100	1.54	0.120	0.605	0.56	0.99	177.80	1.52	52.94	0.54	0.83	PVC	
Rp86-Rp87	146.9	145.8	145	144.02	21	0.047	0.104	300	315	100	3.98	0.310	0.336	0.40	0.89	124.78	3.54	37.21	0.43	1.70	PVC	
Rp87-Rp88	145.8	145.71	144	143.2	18	0.047	0.132	300	400	100	4.67	0.587	0.224	0.33	0.82	130.15	3.84	37.38	0.37	1.72	PVC	
Rp88-Rp89	145.7	144.48	143.2	142.38	18	0.047	0.159	300	400	100	4.67	0.587	0.270	0.35	0.85	141.80	3.97	41.58	0.39	1.83	PVC	
Rp89-Rp90	144.5	142.73	142.4	140.74	35	0.047	0.213	300	400	100	4.67	0.587	0.363	0.41	0.91	165.47	4.23	49.49	0.44	2.06	PVC	
Rp90-Rp91	142.7	141.18	140.7	139.87	18	0.047	0.240	300	400	100	4.67	0.587	0.410	0.44	0.94	177.68	4.38	53.20	0.46	2.16	PVC	
Rp95-Rp96	146.7	146.59	144.7	144.5	20	0.010	0.031	300	315	100	1.84	0.143	0.216	0.32	0.82	100.73	1.50	28.80	0.36	0.67	PVC	
Rp96-Rp97	146.6	146.19	144.5	144.3	20	0.010	0.062	300	315	100	1.84	0.143	0.431	0.46	0.95	144.33	1.75	43.19	0.47	0.87	PVC	
Rp97-Rp98	146.2	146.02	144.3	144.22	8	0.010	0.075	300	315	100	1.84	0.143	0.522	0.52	0.99	162.59	1.82	48.45	0.51	0.94	PVC	

Tableau VI-06 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp98-Rp99	146.2	146.05	144.2	144.04	15	0.010	0.022	300	315	100	1.84	0.143	0.157	0.28	0.76	87.59	1.40	24.39	0.33	0.60	PVC
Rp99-Rp100	146.1	145.86	144	143.88	15	0.010	0.046	300	315	100	1.84	0.143	0.323	0.39	0.88	122.14	1.62	36.35	0.42	0.77	PVC
Rp100-Rp101	145.9	144.74	143.9	143	19	0.047	0.075	300	315	100	3.98	0.310	0.243	0.34	0.83	106.22	3.32	30.78	0.38	1.50	PVC
Rp101-Rp102	144.7	143.88	143	142.2	17	0.047	0.102	300	315	100	3.98	0.310	0.327	0.39	0.88	122.95	3.52	36.62	0.42	1.68	PVC
Rp105-Rp106	144.4	144.16	142.6	142.44	16	0.010	0.025	300	315	100	1.84	0.143	0.172	0.29	0.78	91.34	1.43	25.57	0.34	0.62	PVC
Rp106-Rp102	144.2	143.88	142.4	142.2	23	0.010	0.060	300	315	100	1.84	0.143	0.420	0.45	0.99	142.10	1.82	42.53	0.47	0.86	PVC
Rp102-Rp103	143.9	143.2	142.2	141.45	27	0.028	0.203	300	400	100	3.61	0.453	0.449	0.47	0.96	188.00	3.48	56.21	0.48	1.73	PVC
Rp107-Rp108	146.6	144.71	144.9	143.2	28	0.060	0.044	300	315	100	4.50	0.351	0.124	0.25	0.71	78.46	3.20	21.81	0.31	1.39	PVC
Rp108-Rp103	144.7	143.2	143.2	141.6	27	0.060	0.085	300	315	100	4.50	0.351	0.242	0.34	0.83	105.96	3.75	30.69	0.38	1.70	PVC
Rp103-Rp104	143.2	142.44	141.5	140.8	23	0.028	0.323	300	400	100	3.61	0.453	0.714	0.62	0.99	248.77	3.57	74.06	0.58	2.10	PVC
Rp104-Rp91	142.4	141.81	140.8	140.51	10	0.028	0.339	300	400	100	3.61	0.453	0.750	0.64	0.99	256.46	3.57	76.13	0.59	2.14	PVC
Rp91-Rp92	141.8	141.16	140.2	139.15	17	0.063	0.606	300	400	100	5.39	0.677	0.894	0.74	0.99	297.19	5.34	84.02	0.63	3.42	PVC
Rp92-Rp93	141.2	140.52	139.2	138.11	18	0.058	0.634	300	400	100	5.18	0.650	0.974	0.82	0.99	329.27	5.13	87.98	0.66	3.39	PVC
Rp109-Rp110	142.7	141.79	140.8	140	35	0.023	0.054	300	315	100	2.78	0.216	0.249	0.34	0.84	107.53	2.33	31.26	0.38	1.06	PVC
Rp110-Rp93	141.8	140.52	140	139.21	35	0.023	0.108	300	315	100	2.76	0.215	0.503	0.50	0.99	159.01	2.73	47.42	0.50	1.39	PVC
Rp93-Rp94	140.5	139.93	138.6	138.3	11	0.028	0.759	300	500	100	4.15	0.815	0.931	0.78	0.99	388.82	4.11	107.34	0.64	2.68	PVC
Rp94-R170	139.9	138.96	138.3	137.62	22	0.030	0.793	300	500	100	4.36	0.856	0.926	0.77	0.99	386.30	4.32	107.02	0.64	2.81	PVC
Collecteur à maintenir						0.020	1.168	800	800	75	3.63	1.822	0.641	0.58	1.07	466.86	3.89	139.08	0.56	2.02	Béton armé
Rp143-Rp144	142.7	142.41	140.4	140.26	14	0.010	0.021	300	400	100	2.15	0.271	0.079	0.20	0.61	78.61	1.31	23.05	0.28	0.60	PVC
Rp144-Rp145	142.4	142.17	140.3	140.12	18	0.010	0.049	300	400	100	2.15	0.271	0.182	0.30	0.79	118.70	1.70	33.37	0.34	0.74	PVC
Rp145-Rp146	142.2	140.3	140.1	139.9	20	0.010	0.080	300	400	100	2.15	0.271	0.296	0.37	0.86	148.10	1.86	43.79	0.41	0.87	PVC
Rp146-Rp147	142.3	141.79	139.9	139.7	20	0.010	0.111	300	400	100	2.15	0.271	0.410	0.44	0.94	177.64	2.02	53.18	0.46	1.00	PVC
Rp147-Rp148	141.8	141.66	139.7	139.53	17	0.010	0.137	300	400	100	2.15	0.271	0.505	0.51	0.99	202.23	2.13	60.31	0.50	1.08	PVC
Rp148-Rp149	141.7	141.39	139.6	139.43	17	0.010	0.163	300	400	100	2.15	0.271	0.602	0.56	0.99	224.94	2.13	66.98	0.54	1.17	PVC
Rp149-Rp150	141.4	141.27	139.4	139.29	11	0.010	0.180	300	400	100	2.15	0.271	0.663	0.60	0.99	238.09	2.13	70.94	0.56	1.21	PVC
Rp150-Rp151	141.3	140.88	139.3	139.04	26	0.010	0.220	300	400	100	2.15	0.271	0.813	0.68	0.99	272.05	2.13	79.72	0.61	1.32	PVC
Rp151-Rp152	140.9	138.33	137.9	136.34	28	0.055	0.264	300	400	100	5.05	0.635	0.415	0.45	0.94	179.15	4.75	53.63	0.46	2.35	PVC
Rp152-Rp153	138.3	138.29	136.3	135.9	20	0.020	0.295	300	400	100	3.05	0.383	0.771	0.65	0.99	261.38	3.02	77.35	0.60	1.83	PVC
Rp153-Rp154	138.3	137.8	135.9	135.77	6	0.020	0.305	300	400	100	3.05	0.383	0.797	0.67	0.99	267.65	3.02	78.79	0.61	1.85	PVC
Rp154-Rp155	137.8	137.07	135.8	135.44	18	0.020	0.332	300	400	100	3.05	0.383	0.868	0.72	0.99	288.24	3.02	82.66	0.63	1.91	PVC
Rp155-Rp156	137.1	136.74	135.4	135.09	14	0.020	0.354	300	400	100	3.05	0.383	0.926	0.77	0.99	308.95	3.02	85.61	0.64	1.96	PVC

Tableau VI-07 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp156-Rp157	136.7	136.18	135.2	134.84	18	0.020	0.382	300	400	100	3.05	0.383	0.998	0.85	0.99	339.78	3.02	89.09	0.66	2.01	PVC
Rp157-R295	136.2	133.98	134.8	134.65	6	0.023	0.392	300	400	100	3.29	0.413	0.948	0.79	0.99	317.83	3.26	86.69	0.65	2.13	PVC
Collecteur à maintenir						0.020	0.090	400	400	100	3.05	0.383	0.234	0.33	0.83	132.62	2.52	38.27	0.37	1.14	PVC
Collecteur projeté raccordement à la DN 800 (Cosider)						0.010	0.276	500	500	100	2.50	0.491	0.563	0.54	0.99	270.30	2.48	80.48	0.53	1.32	PVC
Collecteur à maintenir						0.015	1.260	800	800	75	3.14	1.578	0.798	0.67	1.10	536.23	3.46	157.78	0.61	1.91	Béton armé
Rp163-Rp164	136.7	136.54	134.2	134.09	24	0.005	0.045	300	400	100	1.52	0.191	0.236	0.33	0.83	133.19	1.26	38.48	0.37	0.57	PVC
Rp164-Rp165	136.5	136.18	134.1	134.02	15	0.005	0.073	300	400	100	1.52	0.191	0.381	0.43	0.92	170.09	1.40	50.91	0.45	0.68	PVC
Rp165-Rp166	136.2	135.34	134.1	133.75	21	0.017	0.112	300	400	100	2.81	0.353	0.316	0.38	0.88	153.26	2.46	45.54	0.42	1.17	PVC
Rp166-Rp167	135.3	134.96	133.7	133.35	21	0.017	0.151	300	400	100	2.81	0.353	0.427	0.46	0.95	182.23	2.67	54.53	0.47	1.32	PVC
Rp167-Rp160	135	133.58	133	132.69	5	0.060	0.160	300	400	100	5.28	0.663	0.242	0.34	0.83	134.59	4.40	38.99	0.38	1.99	PVC
Rp168-Rp169	136.7	136.19	134.9	134.42	24	0.020	0.045	300	315	100	2.60	0.202	0.221	0.32	0.82	101.93	2.13	29.23	0.37	0.95	PVC
Rp169-Rp167	136.2	134.96	134.4	133.18	27	0.045	0.095	300	315	100	3.90	0.304	0.314	0.38	0.88	120.18	3.41	35.69	0.42	1.62	PVC
Rp158-Rp159	134.3	133.27	132.4	131.39	44	0.023	0.081	300	315	100	2.79	0.217	0.375	0.42	0.91	132.65	2.55	39.70	0.45	1.24	PVC
Rp159-Rp160	133.3	133.58	131.4	131.2	23	0.009	0.124	300	315	100	1.74	0.136	0.914	0.76	0.99	239.74	1.73	66.95	0.64	1.12	PVC
Rp160-Rp161	133.6	134.25	131.2	131.09	12	0.009	0.146	300	400	100	2.04	0.257	0.570	0.54	0.99	217.86	2.02	64.86	0.53	1.08	PVC
Rp161-Rp162	134.3	134.12	131.1	130.89	23	0.009	0.188	300	400	100	2.04	0.257	0.734	0.63	0.99	253.03	2.02	75.23	0.59	1.20	PVC
Rp162-R304	134.1	134.35	130.9	130.35	11	0.048	0.464	300	400	100	4.70	0.590	0.786	0.66	0.99	264.97	4.65	78.19	0.60	2.84	PVC
Collecteur à maintenir						0.010	0.051	400	400	100	2.15	0.271	0.189	0.30	0.79	120.66	1.71	34.03	0.35	0.75	PVC
Collecteur à maintenir						0.011	0.051	400	400	100	2.26	0.284	0.180	0.30	0.79	118.17	1.78	33.19	0.34	0.77	PVC
Collecteur projeté raccordement à la DN 800 (Cosider)						0.020	0.309	500	500	100	3.54	0.694	0.445	0.47	0.96	233.59	3.40	69.86	0.48	1.69	PVC
Collecteur à maintenir						0.024	1.179	800	800	75	3.97	1.996	0.590	0.56	0.99	444.97	3.93	132.48	0.54	2.14	Béton armé
R142-Rp231	116.4	115.22	112.7	111.98	36	0.020	1.167	800	1000	75	4.21	3.304	0.353	0.41	0.90	406.96	3.79	121.61	0.44	1.83	Béton armé
Rp231-Rp232	115.2	114.02	112	111.27	36	0.020	1.372	800	1000	75	4.21	3.304	0.415	0.45	0.94	447.77	3.96	134.05	0.46	1.95	Béton armé
Rp232-Rp233	114	112.24	109.3	108.89	21	0.020	1.489	800	1000	75	4.21	3.304	0.451	0.47	0.97	471.08	4.06	140.84	0.48	2.02	Béton armé
Rp233-Rp234	112.2	110.89	108.9	108.45	23	0.020	1.618	800	1000	75	4.21	3.304	0.490	0.50	0.99	496.10	4.17	148.04	0.50	2.09	Béton armé
Rp234-Rp235	110.9	110.2	107.4	106.38	25	0.040	1.762	800	1000	75	5.95	4.673	0.377	0.42	0.92	422.54	5.45	126.47	0.45	2.66	Béton armé
Rp235-Rp76	110.2	108.89	106.4	105.13	31	0.040	1.941	800	1000	75	5.95	4.673	0.415	0.45	0.94	447.89	5.60	134.08	0.46	2.77	Béton armé
Rp76-Rp236	108.9	108.56	105.1	104.35	19	0.040	2.049	800	1000	75	5.95	4.673	0.439	0.46	0.96	463.10	5.70	138.53	0.47	2.83	Béton armé
Rp236-Rp237	108.6	107.42	104.4	103.93	50	0.009	2.335	800	1200	75	3.19	3.604	0.648	0.59	0.99	704.44	3.16	209.87	0.56	1.78	Béton armé
Rp237-Rp238	107.4	107.64	103.9	103.46	50	0.009	2.620	800	1200	75	3.19	3.604	0.727	0.63	0.99	754.35	3.16	224.39	0.59	1.87	Béton armé
Rp238-Rp69	107.6	107.87	103.5	103.34	17	0.009	2.717	800	1200	75	3.19	3.604	0.754	0.64	0.99	772.21	3.16	229.11	0.59	1.89	Béton armé

Tableau VI-08 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp51-Rp52	117.1	117.07	115.2	115.11	8	0.012	0.012	300	400	100	2.37	0.298	0.042	0.13	0.47	53.93	1.11	19.03	0.26	0.61	PVC
Rp52-Rp53	117.1	116.98	115.1	114.96	13	0.012	0.032	300	400	100	2.31	0.290	0.111	0.24	0.69	94.22	1.59	26.36	0.30	0.69	PVC
Rp53-Rp54	117	116.77	115	114.89	14	0.005	0.053	300	400	100	1.52	0.191	0.280	0.36	0.99	144.07	1.51	42.38	0.40	0.61	PVC
Rp54-Rp55	116.8	114.11	113.1	112.8	8	0.037	0.066	300	400	100	4.14	0.521	0.126	0.25	0.71	100.35	2.96	27.88	0.31	1.28	PVC
Rp55-Rp56	114.1	113.9	112.8	112.33	13	0.037	0.085	300	400	100	4.14	0.521	0.163	0.28	0.77	113.27	3.18	31.60	0.33	1.38	PVC
Rp56-Rp57	113.9	111.8	111.4	110.83	9	0.060	0.099	300	400	100	5.28	0.663	0.150	0.27	0.75	108.94	3.97	30.28	0.32	1.71	PVC
Rp57-Rp58	111.8	110.88	110.1	109.07	21	0.050	0.131	300	400	100	4.82	0.605	0.216	0.32	0.82	128.14	3.93	36.66	0.36	1.75	PVC
Rp58-Rp59	110.9	110.79	109.1	109.09	11	0.004	0.148	300	400	100	1.44	0.181	0.816	0.68	0.99	272.64	1.43	79.84	0.61	0.88	PVC
Rp59-Rp60	110.8	110.55	109.1	108.9	22	0.009	0.181	300	400	100	2.00	0.251	0.722	0.63	0.99	250.39	1.98	74.51	0.58	1.17	PVC
Rp60-Rp61	110.6	110.57	108.9	108.84	12	0.005	0.200	300	500	100	1.77	0.347	0.577	0.55	0.99	274.31	1.75	81.67	0.53	0.94	PVC
Rp61-Rp62	110.6	110.57	108.9	108.84	12	0.005	0.219	300	500	100	1.77	0.347	0.631	0.58	0.99	289.24	1.75	86.15	0.55	0.98	PVC
Rp62-Rp63	110.6	110.6	108.8	108.71	17	0.005	0.245	300	500	100	1.77	0.347	0.707	0.62	0.99	309.00	1.75	92.02	0.58	1.02	PVC
Rp63-Rp64	110.6	110.55	108.7	108.65	9	0.005	0.259	300	500	100	1.77	0.347	0.747	0.64	0.99	319.77	1.75	94.95	0.59	1.05	PVC
Rp64-Rp65	110.6	110.58	108.7	108.65	10	0.005	0.275	300	500	100	1.77	0.347	0.792	0.67	0.99	333.07	1.75	98.16	0.61	1.07	PVC
Rp65-Rp66	110.6	110.54	108.6	108.51	18	0.005	0.302	300	500	100	1.77	0.347	0.871	0.72	0.99	361.42	1.75	103.50	0.63	1.11	PVC
Rp66-Rp67	110.5	110.38	108.5	108.42	16	0.005	0.326	300	500	100	1.77	0.347	0.940	0.79	0.99	393.51	1.75	107.92	0.65	1.14	PVC
Rp67-Rp68	110.4	109.13	107.8	107.49	6	0.050	0.335	300	400	100	4.82	0.605	0.553	0.54	1.03	214.02	4.97	63.73	0.52	2.52	PVC
Rp68-Rp69	109.1	107.89	107.5	106.69	16	0.050	0.359	300	400	100	4.82	0.605	0.594	0.56	1.05	223.20	5.07	66.46	0.54	2.60	PVC
Rp69-Rp239	107.9	107.88	103.3	103.26	5	0.009	0.442	800	1200	75	3.19	3.604	0.123	0.25	0.71	296.96	2.26	82.59	0.31	0.98	Béton armé
Rp239-Rp240	107.9	107.24	103.3	102.97	35	0.009	1.021	800	1200	75	3.19	3.604	0.283	0.36	0.86	435.00	2.74	128.13	0.40	1.27	Béton armé
Rp240-Rp241	107.2	106.11	103	102.67	35	0.009	1.600	800	1200	75	3.19	3.604	0.444	0.47	0.96	560.02	3.06	167.48	0.48	1.52	Béton armé
Rp241-Rp242	106.1	105.34	102.6	102.42	10	0.018	1.766	800	1200	75	4.51	5.097	0.346	0.40	0.90	483.13	4.04	144.27	0.43	1.95	Béton armé
Rp242-Rp243	105.3	103.92	102.5	101.67	45	0.018	2.510	800	1200	75	4.51	5.097	0.493	0.50	0.99	597.54	4.48	178.29	0.50	2.25	Béton armé
Rp243-R129	103.9	101.64	101.6	100.68	47	0.020	2.929	800	1200	75	4.75	5.373	0.545	0.53	0.99	636.19	4.71	189.48	0.52	2.47	Béton armé
Rp175-Rp176	134.4	134.53	132.6	132.35	10	0.020	0.012	300	315	100	2.60	0.202	0.060	0.17	0.54	52.53	1.40	16.51	0.27	0.69	PVC
Rp176-Rp177	134.5	134.18	132.4	132.3	12	0.008	0.028	300	315	100	1.64	0.128	0.217	0.32	0.82	101.01	1.34	28.90	0.36	0.60	PVC
Rp177-Rp178	134.2	134.03	132.3	132.25	9	0.006	0.039	300	315	100	1.39	0.108	0.357	0.41	0.90	128.99	1.26	38.56	0.44	0.61	PVC
Rp178-Rp179	134	134.09	132.3	132.21	7	0.006	0.047	300	315	100	1.41	0.110	0.431	0.46	0.99	144.40	1.39	43.21	0.47	0.66	PVC
Rp179-Rp180	134.1	134.08	132.2	132.16	8	0.007	0.057	300	315	100	1.48	0.116	0.493	0.50	0.99	156.88	1.47	46.81	0.50	0.74	PVC
Rp180-Rp170	134.1	134.06	132.2	132	26	0.006	0.090	300	315	100	1.44	0.112	0.803	0.67	0.99	212.00	1.42	62.31	0.61	0.87	PVC

Tableau VI-09 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m ³ /s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau	
Rp181-Rp182	134.9	134.48	133	132.8	22	0.010	0.027	300	315	100	1.84	0.143	0.192	0.30	0.80	95.68	1.46	27.03	0.35	0.64	PVC	
Rp182-Rp170	134.5	134.26	132.8	132.66	15	0.010	0.046	300	315	100	1.84	0.143	0.319	0.39	0.88	121.32	1.61	36.08	0.42	0.77	PVC	
Rp170-Rp171	134.3	133.01	131.5	130.37	20	0.056	0.071	300	400	100	5.10	0.640	0.111	0.23	0.69	94.00	3.49	26.30	0.30	1.53	PVC	
Rp171-Rp172	133	131.67	130.3	129.15	20	0.056	0.186	300	400	100	5.10	0.640	0.291	0.37	0.86	146.94	4.40	43.39	0.40	2.06	PVC	
Rp183-Rp184	132.5	132.27	130.5	130.34	13	0.015	0.016	300	315	100	2.25	0.175	0.093	0.21	0.64	67.53	1.45	19.27	0.29	0.65	PVC	
Rp184-Rp185	132.3	132.21	130.3	130.19	24	0.005	0.046	300	315	100	1.30	0.101	0.457	0.48	0.99	149.69	1.29	44.74	0.48	0.63	PVC	
Rp185-Rp186	132.2	132.01	130.2	130.13	14	0.005	0.064	300	315	100	1.30	0.101	0.632	0.58	0.99	182.38	1.29	54.32	0.55	0.72	PVC	
Rp186-Rp187	132	131.87	130.1	130.05	16	0.005	0.085	300	400	100	1.52	0.191	0.442	0.47	0.99	186.11	1.51	55.66	0.48	0.73	PVC	
Rp187-Rp172	131.9	131.67	130.1	130.03	6	0.005	0.092	300	400	100	1.52	0.191	0.483	0.49	0.99	196.79	1.51	58.74	0.49	0.75	PVC	
Rp172-Rp173	131.7	130.79	129.2	128.5	23	0.030	0.122	300	400	100	3.73	0.469	0.259	0.35	0.84	139.02	3.15	40.59	0.39	1.44	PVC	
Rp173-Rp174	130.8	129.51	128.5	127.45	35	0.030	0.165	300	400	100	3.73	0.469	0.352	0.41	0.90	162.51	3.35	48.56	0.43	1.62	PVC	
Rp174-R315	129.5	129.51	127.5	127.33	16	0.008	0.371	300	500	100	2.24	0.439	0.845	0.70	1.11	351.45	2.48	101.82	0.62	1.39	PVC	
Rp188-Rp189	132.2	131.92	129.7	129.42	33	0.008	0.042	300	400	100	1.87	0.235	0.177	0.29	0.78	117.43	1.47	32.95	0.34	0.64	PVC	
Rp189-Rp190	131.9	132.35	129.4	129.3	25	0.005	0.073	300	400	100	1.52	0.191	0.381	0.42	0.92	169.95	1.40	50.87	0.45	0.68	PVC	
Rp190-Rp191	132.4	132.49	129.3	129.19	22	0.005	0.100	300	400	100	1.52	0.191	0.522	0.52	0.99	206.47	1.51	61.53	0.51	0.78	PVC	
Rp191-Rp192	132.5	130.9	129.2	129.09	20	0.005	0.125	300	400	100	1.52	0.191	0.653	0.59	0.99	235.97	1.51	70.30	0.56	0.85	PVC	
Rp192-Rp193	130.9	130.41	129.1	128.43	23	0.029	0.154	300	400	100	3.67	0.461	0.333	0.39	0.89	157.68	3.26	47.00	0.43	1.56	PVC	
Rp193-Rp194	130.4	129.91	128.4	128.24	19	0.010	0.177	300	400	100	2.15	0.271	0.655	0.59	0.99	236.42	2.13	70.44	0.56	1.21	PVC	
Rp194-Rp195	129.9	129.66	128.2	128	24	0.010	0.207	300	400	100	2.15	0.271	0.765	0.65	0.99	260.00	2.13	77.02	0.60	1.29	PVC	
Rp195-R315	129.7	129.51	127.6	127.31	18	0.017	0.601	300	500	100	3.23	0.633	0.948	0.80	0.99	397.61	3.20	108.40	0.65	2.09	PVC	
Collecteur à maintenir							0.033	0.361	400	400	100	3.92	0.492	0.732	0.63	0.99	252.64	3.88	75.12	0.59	2.30	PVC
							0.010	0.069	315	315	100	1.84	0.143	0.482	0.49	0.99	154.65	1.81	46.17	0.49	0.91	PVC
							0.029	0.145	315	315	100	3.12	0.243	0.598	0.56	0.99	176.51	3.09	52.56	0.54	1.69	PVC
							0.010	0.046	315	315	100	1.84	0.143	0.321	0.39	0.88	121.68	1.62	36.19	0.42	0.77	PVC
							0.030	0.293	400	400	100	3.73	0.469	0.626	0.58	0.99	230.25	3.69	68.58	0.55	2.05	PVC
							0.040	0.357	400	400	100	4.31	0.541	0.660	0.59	0.99	237.36	4.27	70.72	0.56	2.42	PVC
Rp196-Rp197	123.8	122.12	121.8	120.38	23	0.060	0.086	300	315	100	4.50	0.351	0.246	0.34	0.84	106.82	3.76	31.00	0.38	1.71	PVC	
Rp197-Rp198	122.1	119.42	119.7	117.9	17	0.100	0.152	300	400	100	6.81	0.856	0.177	0.29	0.78	117.36	5.33	32.92	0.34	2.32	PVC	
Rp198-Rp199	119.4	117	117	115.29	17	0.100	0.217	300	400	100	6.81	0.856	0.253	0.34	0.84	137.52	5.72	40.05	0.38	2.61	PVC	
Rp203-Rp199	117.2	117	115.3	115.07	27	0.008	0.102	300	315	100	1.64	0.128	0.794	0.67	0.99	210.34	1.63	61.95	0.61	1.00	PVC	
Rp199-Rp200	117	114.5	114.4	112.48	19	0.100	0.171	300	400	100	6.81	0.856	0.200	0.31	0.80	123.89	5.48	35.15	0.35	2.41	PVC	
Rp200-Rp201	114.5	112.53	112.5	110.63	19	0.097	0.457	300	400	100	6.71	0.843	0.543	0.53	0.99	211.51	6.64	63.00	0.52	3.48	PVC	

Tableau VI-10 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp204-Rp201	122.8	122.53	121.1	120.89	29	0.007	0.107	300	315	100	1.54	0.120	0.895	0.74	0.99	234.15	1.52	66.18	0.63	0.98	PVC
Rp201-Rp202	112.5	112.17	110.6	110.28	35	0.010	0.239	300	400	100	2.15	0.271	0.882	0.73	0.99	292.76	2.13	83.36	0.63	1.36	PVC
Rp202-R355	112.2	112.08	110.3	110.07	3	0.070	0.706	300	400	100	5.70	0.716	0.986	0.84	0.99	334.44	5.64	88.54	0.66	3.75	PVC
Collecteur à maintenir						0.010	0.026	315	315	100	1.84	0.143	0.178	0.29	0.78	92.71	1.44	26.02	0.34	0.63	PVC
						0.010	0.035	315	315	100	1.84	0.143	0.243	0.34	0.83	106.34	1.53	30.83	0.38	0.69	PVC
						0.0326	0.148	400	400	100	3.89	0.489	0.304	0.38	0.87	150.13	3.38	44.48	0.41	1.60	PVC
						0.040	0.375	400	400	100	4.31	0.541	0.693	0.61	0.99	244.19	4.27	72.75	0.57	2.47	PVC
						0.040	0.438	400	400	100	4.31	0.541	0.810	0.68	0.99	271.08	4.27	79.52	0.61	2.63	PVC
						0.050	0.453	400	400	100	4.82	0.605	0.749	0.64	0.99	256.40	4.77	76.11	0.59	2.85	PVC
						0.0104	0.198	400	400	100	2.20	0.276	0.716	0.62	0.99	249.19	2.18	74.17	0.58	1.28	PVC
						0.020	0.016	315	315	100	2.60	0.202	0.078	0.19	0.60	61.37	1.57	18.05	0.28	0.73	PVC
						0.0214	0.651	500	500	100	3.66	0.718	0.907	0.75	0.99	377.30	3.62	105.84	0.64	2.33	PVC
0.020	0.242	400	400	100	3.05	0.383	0.634	0.58	0.99	231.84	3.02	69.06	0.55	1.69	PVC						
0.0206	0.815	630	630	100	4.19	1.304	0.625	0.58	0.99	362.35	4.14	107.92	0.55	2.30	PVC						
Rp285-Rp286	126.3	126.06	124.3	124.27	8	0.005	0.047	300	315	100	1.30	0.101	0.468	0.48	0.98	151.98	1.27	45.40	0.49	0.63	PVC
Rp286-Rp287	126.1	123.92	122.6	121.83	13	0.060	0.128	300	315	100	4.50	0.351	0.365	0.41	0.91	130.60	4.08	39.06	0.44	1.98	PVC
Rp287-R210	123.9	122.44	121.9	121.17	12	0.060	0.204	300	315	100	4.50	0.351	0.583	0.55	0.99	173.94	4.46	51.79	0.53	2.41	PVC
Collecteur à maintenir						0.020	0.458	600	600	75	2.99	0.846	0.541	0.53	0.99	316.67	2.96	94.32	0.52	1.55	Béton armé
						0.020	0.711	600	600	75	2.99	0.846	0.841	0.70	0.99	419.56	2.96	121.79	0.62	1.86	Béton armé
						0.016	0.110	400	400	100	2.73	0.342	0.322	0.39	0.88	154.70	2.40	46.02	0.42	1.14	PVC
Rp205-Rp206	135.4	135.38	133.8	133.7	6	0.016	0.011	300	315	100	2.32	0.181	0.063	0.17	0.55	54.30	1.28	16.80	0.27	0.63	PVC
Rp206-Rp207	135.4	135.32	133.7	133.61	13	0.007	0.035	300	315	100	1.54	0.120	0.294	0.37	0.86	116.31	1.33	34.37	0.41	0.62	PVC
Rp207-Rp208	135.3	135.32	133.6	133.51	14	0.007	0.060	300	315	100	1.54	0.120	0.503	0.50	1.00	158.89	1.54	47.39	0.50	0.77	PVC
Rp208-Rp209	135.3	135.18	133.5	133.46	7	0.007	0.073	300	315	100	1.54	0.120	0.610	0.57	0.99	178.63	1.52	53.19	0.54	0.84	PVC
Rp209-Rp210	135.2	135.03	133.5	133.43	4	0.007	0.081	300	315	100	1.54	0.120	0.674	0.60	0.99	189.26	1.52	56.39	0.57	0.87	PVC
Rp210-R227	135	134.64	133.4	133.3	15	0.007	0.107	300	315	100	1.54	0.120	0.896	0.74	0.99	234.56	1.52	66.24	0.64	0.98	PVC
Collecteur à maintenir						0.023	0.192	400	400	100	3.30	0.414	0.463	0.48	0.97	191.66	3.21	57.27	0.49	1.60	PVC
						0.048	0.218	400	400	100	4.71	0.591	0.368	0.42	0.91	166.73	4.28	49.88	0.44	2.08	PVC
						0.018	0.026	400	400	100	2.86	0.359	0.073	0.19	0.59	75.22	1.68	22.42	0.28	0.79	PVC
						0.010	0.069	400	400	100	2.20	0.276	0.248	0.34	0.84	136.24	1.84	39.58	0.38	0.84	PVC
						0.017	0.288	400	400	100	2.77	0.348	0.827	0.69	0.99	275.87	2.74	80.48	0.62	1.70	PVC

Tableau VI-11 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m ³ /s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp405-Rp211	138.2	137.92	135.7	135.4	7	0.038	0.013	300	400	100	4.18	0.525	0.024	0.10	0.38	39.11	1.58	17.09	0.24	1.02	PVC
Rp211-Rp212	137.9	137.11	135.4	134.68	19	0.038	0.048	300	400	100	4.18	0.525	0.091	0.21	0.64	84.67	2.67	24.24	0.29	1.20	PVC
Rp212-Rp213	137.1	136.27	134.7	134.12	15	0.038	0.075	300	400	100	4.18	0.525	0.143	0.27	0.74	106.48	3.10	29.56	0.32	1.34	PVC
Rp213-Rp214	136.3	134.93	134.1	132.91	31	0.038	0.132	300	400	100	4.18	0.525	0.252	0.34	0.84	137.20	3.51	39.93	0.38	1.60	PVC
Rp214-Rp215	134.9	130.82	131.4	129.41	20	0.100	0.169	300	400	100	6.81	0.856	0.197	0.31	0.80	123.02	5.46	34.85	0.35	2.40	PVC
Rp215-Rp216	130.8	125.97	127.3	124.47	22	0.127	0.209	300	400	100	7.68	0.964	0.217	0.32	0.82	128.32	6.27	36.72	0.36	2.79	PVC
Rp218-Rp219	140	137.64	136	135.8	5	0.040	0.009	300	315	100	3.67	0.286	0.032	0.11	0.42	36.22	1.54	14.14	0.25	0.91	PVC
Rp219-Rp220	137.6	134.93	133.6	132.93	21	0.032	0.047	300	315	100	3.29	0.256	0.185	0.30	0.79	94.32	2.60	26.56	0.35	1.13	PVC
Rp220-Rp221	134.9	134.8	132.9	132.75	18	0.010	0.080	300	315	100	1.84	0.143	0.561	0.54	0.99	169.91	1.82	50.59	0.53	0.97	PVC
Rp221-Rp214	134.8	134.73	132.8	132.58	17	0.010	0.112	300	315	100	1.84	0.143	0.783	0.66	0.99	208.18	1.82	61.47	0.60	1.11	PVC
Rp222-Rp223	132.5	132.35	130.4	130.23	9	0.013	0.016	300	315	100	2.09	0.163	0.099	0.22	0.66	70.01	1.38	19.80	0.29	0.61	PVC
Rp223-Rp224	132.4	132.29	130.2	130.14	14	0.007	0.041	300	315	100	1.54	0.120	0.341	0.40	0.89	125.80	1.37	37.54	0.43	0.66	PVC
Rp224-Rp225	132.3	129.41	128.9	128.13	13	0.060	0.064	300	315	100	4.50	0.351	0.184	0.30	0.79	93.96	3.55	26.44	0.34	1.55	PVC
Rp225-Rp226	129.4	127.45	126.4	125.44	16	0.060	0.094	300	315	100	4.50	0.351	0.267	0.35	0.85	111.07	3.82	32.53	0.39	1.76	PVC
Rp226-Rp216	127.5	125.97	124.5	123.78	12	0.060	0.116	300	315	100	4.50	0.351	0.330	0.39	0.89	123.41	3.98	36.77	0.42	1.91	PVC
Rp227-Rp225	131.3	129.41	129.3	127.74	18	0.085	0.149	300	315	100	5.35	0.417	0.357	0.41	0.90	128.95	4.83	38.55	0.44	2.34	PVC
Rp228-Rp229	129.8	129.49	127.2	127.1	6	0.017	0.011	300	315	100	2.37	0.184	0.058	0.16	0.53	51.56	1.26	16.35	0.27	0.63	PVC
Rp229-Rp230	129.5	129.49	127.1	127.03	6	0.012	0.022	300	315	100	1.98	0.154	0.142	0.27	0.74	83.65	1.47	23.22	0.32	0.63	PVC
Rp230-Rp225	129.5	129.41	127	126.83	20	0.010	0.059	300	315	100	1.84	0.143	0.412	0.45	0.94	140.38	1.72	42.03	0.46	0.85	PVC
Rp216-Rp217	126	123.04	122.5	121.54	17	0.056	0.354	300	400	100	5.10	0.640	0.553	0.53	0.99	213.98	5.05	63.72	0.52	2.67	PVC
Rp217-R248	123	122.04	121.5	120.52	15	0.067	0.381	300	400	100	5.58	0.700	0.544	0.53	0.99	211.71	5.52	63.06	0.52	2.90	PVC
Rp284-R248	126.7	121.92	122.2	120.02	31	0.071	0.056	300	315	100	4.90	0.381	0.148	0.27	0.75	85.14	3.66	23.65	0.32	1.58	PVC
R248-Rp288	121.9	123.08	119.6	119.35	25	0.010	0.483	400	630	100	2.92	0.909	0.531	0.52	0.99	328.71	2.89	97.93	0.51	1.50	PVC
Rp288-Rp289	123.1	123.7	119.4	119.11	24	0.010	0.526	400	630	100	2.92	0.909	0.579	0.55	0.99	346.42	2.89	103.14	0.53	1.55	PVC
Rp289-Rp290	123.7	121.8	119.1	118.9	21	0.010	0.565	400	630	100	2.92	0.909	0.621	0.57	0.99	361.00	2.89	107.51	0.55	1.60	PVC
Rp290-Rp291	121.8	119.08	117.4	116.77	11	0.060	0.584	400	630	100	7.14	2.226	0.262	0.35	0.85	220.08	6.04	64.33	0.39	2.77	PVC
Rp291-Rp292	119.1	116.9	116	115.4	11	0.060	0.603	400	630	100	7.14	2.226	0.271	0.35	0.85	223.46	6.08	65.53	0.39	2.81	PVC
Rp292- R220	116.9	116.25	115.4	114.97	7	0.060	0.929	400	630	100	7.14	2.226	0.417	0.45	0.94	282.99	6.73	84.71	0.47	3.32	PVC
Collecteur à maintenir						0.020	0.961	800	800	75	3.63	1.822	0.528	0.52	0.99	415.71	3.59	123.87	0.51	1.86	Béton armé

Tableau VI-12 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m ³ /s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Rp111-Rp112	146.6	146.53	144.8	144.42	30	0.013	0.026	300	400	100	2.42	0.304	0.087	0.21	0.63	82.71	1.52	23.85	0.28	0.69	PVC
Rp112-Rp113	146.5	145.71	144.4	143.52	30	0.030	0.053	300	400	100	3.73	0.469	0.113	0.24	0.69	94.88	2.57	26.51	0.30	1.12	PVC
Rp113-Rp114	145.7	144.64	143.5	142.38	38	0.030	0.086	300	400	100	3.73	0.469	0.184	0.30	0.79	119.36	2.95	33.59	0.34	1.29	PVC
Rp114-Rp115	144.6	143.42	142.4	141.15	41	0.030	0.122	300	400	100	3.73	0.469	0.261	0.35	0.84	139.42	3.15	40.73	0.39	1.45	PVC
Rp125-Rp126	144.1	143.95	142.2	141.86	23	0.013	0.020	300	315	100	2.06	0.161	0.126	0.25	0.71	79.00	1.47	21.95	0.31	0.64	PVC
Rp126-Rp115	144	143.42	141.9	141.69	17	0.010	0.035	300	315	100	1.84	0.143	0.247	0.34	0.84	106.95	1.54	31.05	0.38	0.70	PVC
Rp115-Rp116	143.4	142.05	141.2	140.04	37	0.030	0.190	300	400	100	3.73	0.469	0.406	0.44	0.93	176.59	3.49	52.87	0.46	1.72	PVC
Rp116-Rp117	142.1	140.72	140	138.92	37	0.030	0.223	300	400	100	3.74	0.469	0.474	0.49	0.98	194.51	3.67	58.09	0.49	1.83	PVC
Rp127-Rp128	145	144.56	143	142.72	25	0.011	0.022	300	315	100	1.93	0.150	0.147	0.27	0.75	84.88	1.44	23.58	0.32	0.62	PVC
Rp128-Rp129	144.6	144.29	142.7	142.45	27	0.009	0.046	300	315	100	1.74	0.136	0.337	0.40	0.89	124.92	1.55	37.26	0.43	0.74	PVC
Rp129-Rp130	144.3	142.55	142.5	140.82	23	0.073	0.066	300	315	100	4.96	0.387	0.171	0.29	0.78	90.94	3.85	25.44	0.34	1.67	PVC
Rp130-Rp117	142.6	140.72	140.8	139.11	24	0.07	0.087	300	315	100	4.86	0.379	0.230	0.33	0.83	103.68	4.01	29.87	0.37	1.80	PVC
Rp117-Rp118	140.7	140.52	138.9	138.1	27	0.030	0.334	300	500	100	4.33	0.850	0.392	0.43	0.93	216.37	4.01	64.78	0.45	1.97	PVC
Rp118-Rp119	140.5	139.63	138.1	137.35	25	0.030	0.356	300	500	100	4.32	0.847	0.420	0.45	0.94	225.43	4.07	67.48	0.47	2.01	PVC
Rp119-Rp120	139.6	139.13	137.4	136.72	23	0.030	0.376	300	500	100	4.33	0.850	0.442	0.47	0.96	232.69	4.15	69.60	0.48	2.06	PVC
Rp131-Rp132	145.9	145.75	143.9	143.44	25	0.018	0.022	300	400	100	2.89	0.363	0.061	0.17	0.54	67.27	1.57	21.05	0.27	0.77	PVC
Rp132-Rp133	145.8	145.31	143.4	142.96	25	0.018	0.044	300	400	100	2.89	0.363	0.121	0.25	0.71	98.42	2.04	27.39	0.31	0.89	PVC
Rp133-Rp134	145.3	144.69	143	142.45	30	0.018	0.070	300	400	100	2.91	0.366	0.192	0.30	0.80	121.70	2.32	34.39	0.35	1.02	PVC
Rp134-Rp135	144.7	143.9	142.4	141.86	30	0.018	0.097	300	400	100	2.89	0.363	0.267	0.35	0.85	140.84	2.45	41.24	0.39	1.13	PVC
Rp135-Rp136	143.9	141.21	141	139.2	30	0.060	0.123	300	400	100	5.28	0.663	0.186	0.30	0.79	119.89	4.18	33.77	0.35	1.82	PVC
Rp136-Rp137	141.2	139.6	139.2	137.7	25	0.060	0.145	300	400	100	5.28	0.663	0.219	0.32	0.82	128.83	4.32	36.91	0.36	1.92	PVC
Rp137-Rp120	139.6	139.05	137.7	137.22	13	0.037	0.157	300	400	100	4.16	0.523	0.300	0.37	0.87	149.06	3.61	44.12	0.41	1.70	PVC
Rp120-Rp121	139.1	138.93	136.7	136.4	30	0.010	0.559	300	630	100	2.92	0.909	0.615	0.57	0.99	358.77	2.89	106.84	0.55	1.59	PVC
Rp121-Rp122	138.9	138.6	136.4	136.1	30	0.010	0.585	300	630	100	2.92	0.909	0.644	0.58	0.99	368.52	2.89	109.78	0.56	1.62	PVC
Rp122-Rp123	138.6	137.88	136.1	135.83	27	0.010	0.609	300	630	100	2.92	0.909	0.670	0.60	0.99	377.13	2.89	112.37	0.57	1.65	PVC
Rp138-Rp139	140.8	140.61	139	138.76	25	0.010	0.022	300	315	100	1.84	0.143	0.154	0.28	0.76	86.76	1.39	24.13	0.33	0.60	PVC
Rp139-Rp140	140.6	140.36	138.8	138.67	14	0.010	0.034	300	315	100	1.87	0.146	0.232	0.33	0.83	104.10	1.55	30.02	0.37	0.70	PVC
Rp140-Rp141	140.4	139.42	138.7	137.99	12	0.059	0.044	300	315	100	4.48	0.349	0.127	0.25	0.72	79.39	3.21	22.05	0.31	1.39	PVC
Rp141-Rp142	139.4	138.35	138	136.9	18	0.061	0.060	300	315	100	4.54	0.353	0.170	0.29	0.78	90.88	3.52	25.42	0.34	1.53	PVC
Rp142-Rp123	138.4	137.88	136.9	136.54	6	0.06	0.066	300	315	100	4.50	0.351	0.187	0.30	0.79	94.71	3.57	26.70	0.35	1.56	PVC
Rp123-DO	137.9	135.21	134.1	133.59	25	0.02	0.697	300	630	100	4.12	1.285	0.542	0.53	0.99	332.99	4.08	99.18	0.52	2.14	PVC
DO-R417	135.2	133.36	132.3	131.77	26	0.02	0.397	300	500	100	3.54	0.694	0.572	0.55	0.99	272.95	3.50	81.27	0.53	1.88	PVC

Tableau VI-13 : Calculs hydraulique du réseau projeté (SUITE)

Tronçon	CTN Amont	CTN Aval	CR Amont	CR Aval	Longueur (m)	Pente (m/m)	Débit Total (m3/s)	DN existant (mm)	DN projeté (mm)	Ks	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq=Qt/Qps	Rh=H/D	Rv=Ve/Vps	H (mm)	Ve (m/s)	Hauto (mm)	Rvmin	Vauto (m/s)	Matériau
Collecteur à maintenir						0.015	1.692	1000	1000	75	3.65	2.862	0.591	0.56	1.05	556.76	3.83	165.77	0.54	1.96	Béton armé
						0.015	2.089	1000	1000	75	3.65	2.862	0.730	0.63	1.09	630.41	3.99	187.48	0.59	2.14	Béton armé
Do-Rp406	135.2	133.15	132	131	33	0.030	0.161	315	315	100	3.18	0.248	0.648	0.59	1.07	184.95	3.42	55.10	0.56	1.78	PVC
Rp406-Rp407	133.2	133.11	130.3	129.05	32	0.039	0.161	315	315	100	3.63	0.283	0.568	0.54	1.04	171.26	3.77	50.99	0.53	1.92	PVC
Rp407-Rp408	133.1	131.67	129.1	127.92	29	0.039	0.161	315	315	100	3.63	0.283	0.568	0.54	1.04	171.26	3.77	50.99	0.53	1.92	PVC
Rp408-Rp409	131.7	128.09	127.9	125.95	51	0.039	0.161	315	315	100	3.63	0.283	0.568	0.54	1.04	171.26	3.77	50.99	0.53	1.92	PVC
Rp409-Rp410	128.1	123.78	124.2	122.47	44	0.039	0.161	315	315	100	3.63	0.283	0.568	0.54	1.04	171.26	3.77	50.99	0.53	1.92	PVC
Rp410-Rp411	123.8	122.24	121.8	119.87	50	0.039	0.161	315	315	100	3.63	0.283	0.568	0.54	1.04	171.26	3.77	50.99	0.53	1.92	PVC
Rp411-Rp412	122.2	119.43	119.9	118	48	0.039	0.161	315	315	100	3.63	0.283	0.568	0.54	1.04	171.26	3.77	50.99	0.53	1.92	PVC
Rp412-Rp413	119.4	119.58	118	117.8	14	0.014	0.161	315	315	100	2.17	0.169	0.948	0.80	1.12	250.55	2.44	68.30	0.65	1.41	PVC
Rp296-Rp297	120.6	120.5	118.9	118.66	12	0.020	0.013	300	315	100	2.60	0.202	0.066	0.18	0.56	55.61	1.46	17.02	0.27	0.70	PVC
Rp297-Rp298	120.5	120.23	118.7	118.44	11	0.020	0.025	300	315	100	2.60	0.202	0.124	0.25	0.71	78.23	1.85	21.75	0.31	0.80	PVC
Rp298-Rp299	120.2	119.93	118.4	118.23	10	0.020	0.036	300	315	100	2.60	0.202	0.179	0.29	0.78	92.83	2.04	26.06	0.34	0.89	PVC
Rp299-Rp300	119.9	119.71	118.2	117.82	21	0.020	0.059	300	315	100	2.60	0.202	0.290	0.37	0.86	115.50	2.24	34.09	0.40	1.05	PVC
Rp300-Rp301	119.7	120.76	117.8	117.09	64	0.011	0.127	400	400	100	2.30	0.289	0.440	0.46	0.96	185.55	2.20	55.50	0.48	1.09	PVC
Rp301-Rp302	120.8	120.97	117.1	116.66	38	0.011	0.168	400	400	100	2.26	0.284	0.590	0.56	0.99	222.43	2.24	66.22	0.54	1.21	PVC
Rp302-Rp303	121	119.32	116.7	116.22	39	0.011	0.209	400	400	100	2.26	0.284	0.736	0.63	0.99	253.46	2.24	75.34	0.59	1.33	PVC
Rp303-Rp304	119.3	117.5	116.2	115.05	37	0.031	0.249	400	400	100	3.82	0.479	0.519	0.51	0.99	205.81	3.78	61.34	0.51	1.94	PVC
Rp304-Rp305	117.5	114.63	115.1	112.53	27	0.095	0.277	400	400	100	6.64	0.834	0.333	0.39	0.89	157.54	5.89	46.96	0.43	2.82	PVC
Rp307-Rp308	124.8	124.24	122.9	122.63	25	0.009	0.027	300	315	100	1.74	0.136	0.198	0.31	0.80	97.02	1.40	27.49	0.35	0.61	PVC
Rp308-Rp309	125.2	125.18	122.6	122.5	25	0.005	0.054	300	315	100	1.30	0.101	0.531	0.52	0.99	164.31	1.29	48.95	0.51	0.67	PVC
Rp309-Rp310	125.2	125.16	122.5	122.35	30	0.005	0.086	300	315	100	1.30	0.101	0.849	0.71	0.99	222.27	1.29	64.30	0.62	0.81	PVC
Rp310-Rp311	125.2	121.16	122.4	121.75	20	0.030	0.107	300	315	100	3.18	0.248	0.433	0.46	0.95	144.80	3.03	43.32	0.47	1.50	PVC
Rp311-Rp312	121.2	120.75	120.6	120.26	10	0.030	0.118	300	315	100	3.18	0.248	0.477	0.49	0.98	153.67	3.13	45.89	0.49	1.56	PVC
Rp312-Rp313	121.8	117.75	120.3	119.07	20	0.060	0.140	300	315	100	4.50	0.351	0.398	0.44	0.93	137.53	4.18	41.18	0.46	2.05	PVC
Rp313-Rp305	117.8	114.29	114.6	113.97	11	0.060	0.151	300	315	100	4.50	0.351	0.432	0.46	0.95	144.54	4.29	43.25	0.47	2.12	PVC
Rp305-Rp306	114.6	111.09	111	109.89	11	0.100	0.163	400	500	100	7.91	1.551	0.105	0.23	0.67	114.41	5.32	32.16	0.30	2.34	PVC
Rp306-R443	111.1	104.27	106.6	105.27	21	0.062	0.463	400	500	100	6.24	1.225	0.378	0.42	0.92	211.70	5.72	63.37	0.45	2.79	PVC
Collecteur à maintenir						0.060	0.651	630	630	75	5.36	1.669	0.390	0.43	0.92	271.64	4.95	81.33	0.45	2.43	PVC

VI. Réseau d'assainissement projeté :

A partir des résultats de diagnostic et le calcul hydraulique de la zone d'étude, des projections seront dégagées pour améliorer le réseau afin qu'il puisse fonctionner dans les conditions de forte précipitation et pendant l'étiage.

Le réseau d'assainissement projeté devra corriger tous les problèmes et les anomalies qui présentent au niveau du réseau actuel.

Nous avons procédé à la réhabilitation des collecteurs sous dimensionnés les collecteurs qui ne peuvent pas évacuer la crue décennale, les collecteurs de diamètres 300mm, 400mm, 600mm en béton comprimé qui sont en mauvaise état seront remplacés par des collecteurs en PVC.

Nous avons procédé aussi à la déviation des trois collecteurs qui passe sous bâtis il s'agit de:

- Le premier collecteur de DN 800 mm en BA qui travers la piscine de la cité des Annassers 01 de sera dévier en DN 1200 mm en béton armé afin qu'il soit raccordé au collecteur des Annassers.
- Le deuxième collecteur de DN 200 mm en béton qui passe sous bâtis sera dévié par un collecteur de DN 400 mm en PVC afin qu'il soit raccordé à la DN 500 mm en PVC existante au niveau de R10 (1.82 m)
- Le troisième collecteur est de DN 400 mm en béton qui travers le bloc du lycée Abdelhafid Boussouf au niveau de la cité Diar El Afia sera dévié à l'extérieur du lycée par Un collecteur de DN 630 mm en PVC il sera raccordé à la DN 600 mm en BA existant au niveau de R220 (2.20 m).

Linéaire du réseau projeté pour la zone d'étude est représenté dans le (Tableau VI-14).

Tableau VI-14 : Linéaire total du réseau projeté

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
315	1923	PVC
400	3432	PVC
500	565	PVC
630	461	PVC
1000	191	Béton armé
1200	293	Béton armé
La somme	6865	

VI.1. Linéaire du réseau projeté par cité résidentielle :

a. Cité des Annassers 1 :

Linéaire du réseau projeté pour la cité des Annassers 1 est représenté dans le (Tableau VI-15).

Tableau VI-15 : Linéaire du réseau projeté pour la cité des Annassers 1

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
315	248	PVC
400	946	PVC
500	163	PVC
630	102	PVC
1000	191	Béton armé
1200	293	Béton armé
La somme	1943	

b. Cité des Annassers 2 :

Linéaire du réseau projeté pour la cité des Annassers 2 est représenté dans le (Tableau VI-16).

Tableau VI-16 : Linéaire du réseau projeté pour la cité des Annassers 2

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
315	563	PVC
400	901	PVC
500	75	PVC
630	138	PVC
La somme	1677	

c. Cité Coopemad Sud :

Linéaire du réseau projeté pour la cité Coopemad Sud est représenté dans le (Tableau VI-17).

Tableau VI-17 : Linéaire du réseau projeté pour la cité Coopemad Sud

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
315	379	PVC
400	548	PVC
500	124	PVC
La somme	1051	

d. Cité Diar El Afia :

Linéaire du réseau projeté pour la cité Diar El Afia est représenté dans le (Tableau VI-18).

Tableau VI-18 : Linéaire du réseau projeté pour la cité Diar El Afia

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
315	311	PVC
400	146	PVC
630	99	PVC
La somme	556	

e. Cité Coopemad Nord :

Linéaire du réseau projeté pour la cité Coopemad Nord est représenté dans le (Tableau VI-19).

Tableau VI-19 : Linéaire du réseau projeté pour la cité Coopemad Nord

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Matériau
315	422	PVC
400	891	PVC
500	203	PVC
630	122	PVC
La somme	1638	

Conclusion :

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

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

CHAPITRE VII :

ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU
RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT ET
OUVRAGES ANNEXES

Introduction :

Le réseau d'assainissement vise à rassembler les eaux usées et pluviales, assurant ainsi la préservation de l'environnement. Pour atteindre efficacement ses objectifs, le réseau d'assainissement est composé de divers ouvrages, qui peuvent être classés comme en deux catégories : les ouvrages principaux et ouvrages annexes.

I. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux englobent tous les composants essentiels pour acheminer l'effluent hors du réseau d'assainissement, comprenant notamment les canalisations et les raccordements.

I.1. Les canalisations :

Il s'agit des composants fondamentaux du système d'évacuation, présentés sous différentes configurations :

- Les conduites circulaires, caractérisées par leurs diamètres nominaux en millimètres.
- Les conduites ovoïdes, identifiées par leurs hauteurs intérieures en centimètres.

I.2. Formes et sections de conduites :

- Conduits de forme circulaire : Ces conduits sont conçus pour des sections de petite taille par rapport aux autres configurations.
- Conduits de forme ovoïde : Recommandés en remplacement des conduits circulaires d'un diamètre généralement supérieur à 800 mm, ces conduits ont pour objectif d'éviter le problème d'auto-curage.

I.3. Critères du choix de conduite :

Le choix d'une conduite dépend de plusieurs critères. Voici quelques critères qui peuvent influencer la sélection d'une conduite :

- **Type d'effluent** : La nature de l'effluent transporté, qu'il s'agisse d'eaux usées, d'eaux pluviales, de produits chimiques, etc., peut déterminer le type de conduite approprié.
- **Débit** : Le débit prévu dans la conduite est un facteur clé. Il influence le choix du diamètre de la conduite et du matériau pour assurer un transport efficace.

- **Pression** : Si la conduite est soumise à des pressions importantes, le matériau doit être capable de résister à ces contraintes.
- **Conditions du sol** : La nature du sol, qu'il soit argileux, sableux, rocailleux, etc., peut affecter le choix du matériau de la conduite.
- **Coût** : Le coût global, y compris le coût initial, les coûts d'installation et les coûts d'entretien, est un facteur déterminant dans le choix de la conduite.

I.4. Types de matériaux :

I.4.1. Conduite en fonte :

Les conduites en fonte sont connues pour leur résistance mécanique, leur durabilité et leur capacité à résister à la corrosion. Elles sont souvent utilisées dans les réseaux d'assainissement.

I.4.2. Conduite en grès :

Les conduites en grès sont fabriquées à partir d'une roche sédimentaire siliceuse qui est durcit par la chaleur. Elles sont utilisées dans le système d'assainissement en raison de leur résistance à la corrosion, de leur durabilité et de leur capacité à résister aux charges mécaniques.

❖ Joints :

Le raccordement de ces conduites se réalise à l'aide de trois types de joints

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

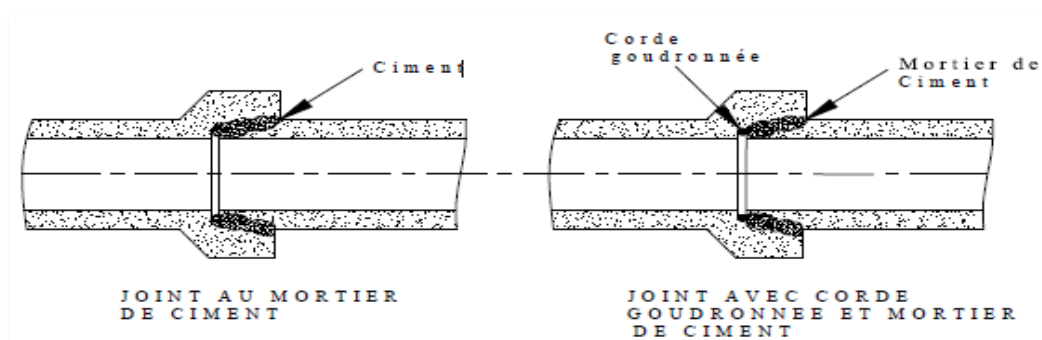


Figure VII-01 : Joints sur tuyau en grès

Source : hydrauliqueformation.blogspot.com

I.4.3. Conduite en chlorure de polyvinyle non plastifié PVC :

Les conduites en PVC sont appréciées pour leur légèreté, leur durabilité, leur résistance à la corrosion et leur facilité d'installation. Elles sont souvent disponibles sous différentes dimensions. Ce matériau est également connu pour sa facilité de fabrication et son coût relativement abordable.

- ❖ **Joints :** Le raccordement de ces conduites se réalise à l'aide de trois types de joints
 - Joints collés.
 - Joints à emboîtement.
 - Joints en caoutchouc.

I.4.4. Conduite en béton armé :

La conduite en béton armé est fabriquée en utilisant du béton qui est renforcé par des armatures en acier, la combinaison du béton et de l'acier confère à la conduite en béton armé une résistance accrue à la traction, une meilleure résistance aux charges externes, et une durabilité accrue. Ces caractéristiques en font un choix courant pour les conduites utilisées dans les infrastructures hydrauliques qui nécessitent une forte résistance structurelle.

- ❖ **Joints :** Le raccordement de ces conduites se réalise à l'aide de trois types de joints :
 - Joint type Rocla.
 - Joint torique.
 - Joint à culot.
 - Joint plastique.

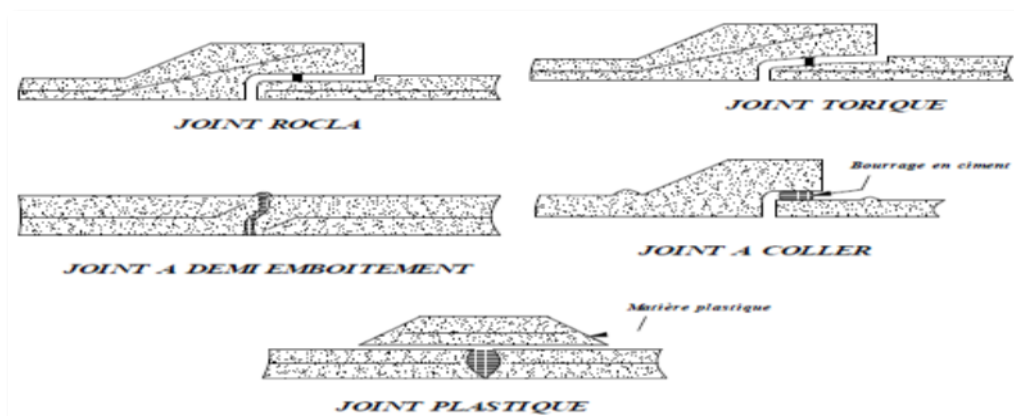


Figure VII-02 : Joints sur tuyaux en béton

Source : hydrauliqueformation.blogspot.com

I.5. Les essais de conduites préfabriqués :

Les essais des conduites préfabriquées, sont réalisés pour garantir la conformité aux normes, la qualité de fabrication, la résistance structurelle et l'étanchéité.

Voici quelques-uns des essais couramment effectués sur les conduites préfabriquées :

I.5.1. Essai à la compression :

Ces essais mesurent la résistance du béton à la compression, évaluant ainsi la capacité de la conduite à supporter des charges verticales.

I.5.2. Essai d'étanchéité :

Les conduites préfabriquées doivent être étanches pour éviter les fuites d'eau. Des essais d'étanchéité, souvent réalisés à l'aide de tests d'hydrostatique, sont effectués pour garantir que la conduite résiste à la pression de l'eau sans fuir.

I.5.3. Essai de corrosion :

Les essais de corrosion ont pour but d'évaluer la résistance d'un matériau à la corrosion, qui est la détérioration progressive d'un matériau en raison de réactions chimiques avec son environnement, la corrosion peut entraîner une diminution des propriétés mécaniques et esthétiques de la conduite, ce qui peut avoir des conséquences importantes sur la durée de fonctionnement de la conduite.

I.6. Pose de canalisation :

I.6.1. Les conditions de pose :

Les conditions de pose des canalisations dépendent de plusieurs paramètres, voici quelques considérations générales qui s'appliquent souvent lors de la pose de canalisations :

- Les canalisations doivent être posées à une profondeur suffisante pour les protéger contre les variations de température du sol, au moins 80 cm au départ.
- Les canalisations d'assainissement et d'eau pluviale doivent généralement être posées avec une pente adéquate pour assurer l'écoulement approprié des fluides transportés.
- Les canalisations doivent être posées à une distance sécuritaire par rapport à d'autres infrastructures souterraines.

- Avant la mise en service, les canalisations doivent souvent être soumises à des essais de pression pour garantir leur étanchéité et leur résistance.

II. Les ouvrages annexes :

Les infrastructures complémentaires jouent un rôle essentiel dans le réseau, au même titre que les canalisations, notamment en ce qui concerne leur exploitation. On peut distinguer deux types d'infrastructures complémentaires à prendre en considération :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

II.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux se réfèrent aux éléments classiques essentiels dans la phase initiale ou au sein des réseaux, assurant généralement la réception des effluents. Elles peuvent être classées en trois catégories :

II.1.1. Les branchements particuliers :

Il s'agit d'installations destinées à garantir une hygiène optimale dans les habitations. Ces raccordements doivent être pourvus de dispositifs étanches et de canalisations capables de supporter la pression résultant de la différence de hauteur mesurée depuis le niveau de la voie publique.

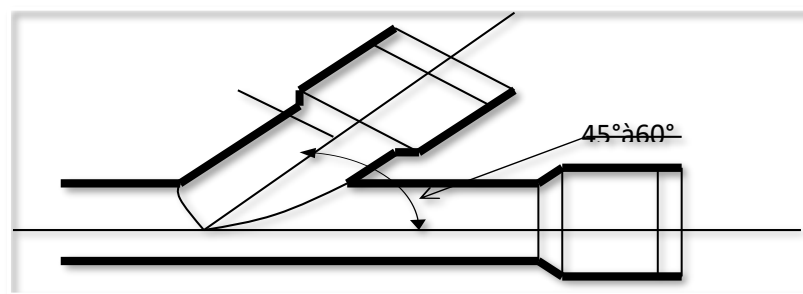


Figure VII-03 : Exemple d'un branchement simple

Source : SALAH. B. « polycopis d'assainissement »

II.1.2. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, également connus sous le nom de regards de chaussée, sont des structures principalement conçues pour des objectifs utilitaires et sécuritaires. Leur fonction

principale est de restreindre et d'évacuer les eaux de surface, comprenant les eaux pluviales et les eaux de lavage.

Ces dispositifs sont positionnés aux points bas des caniveaux, que ce soit au niveau du trottoir ou de la chaussée. On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique** : Cette catégorie de regard d'égout facilite l'introduction des eaux dans le réseau, que ce soit par l'intermédiaire d'un siphon ou directement par déversement au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** : Pour assurer le drainage de l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit s'enfoncer d'au moins 0,05 mètre sous le niveau permanent du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné** :
Elles présentent une similitude avec les versions précédentes, la différence réside uniquement dans le fait que le composant métallique supérieur s'emboîte directement sur le dessus de la cheminée.
- **La bouche d'égout à grille seule** : Les regards d'égout équipés d'une seule grille s'emboîtent directement sur le dessus de la cheminée.

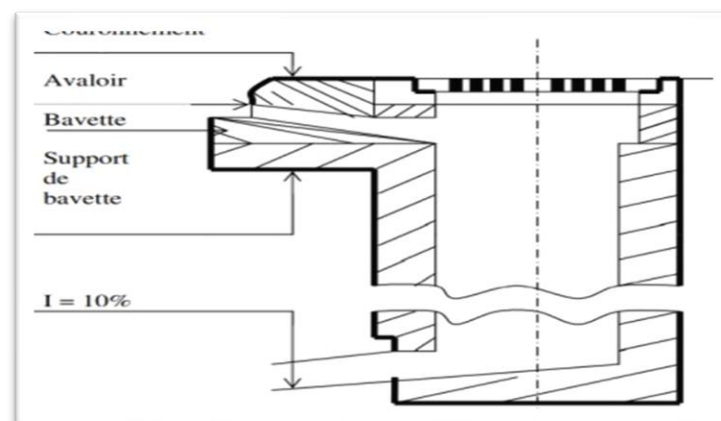


Figure VII-04 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

Source : e-learning.univ-msila.dz

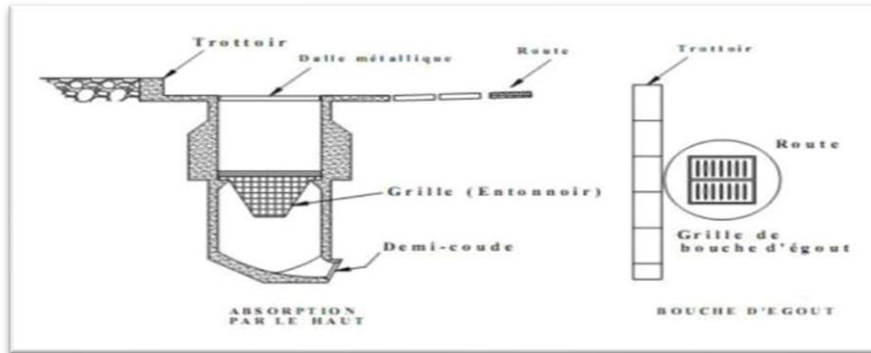


Figure VII-05 : Exemple d'une bouche d'égout (absorption par le haut)

Source : e-learning.univ-msila.dz

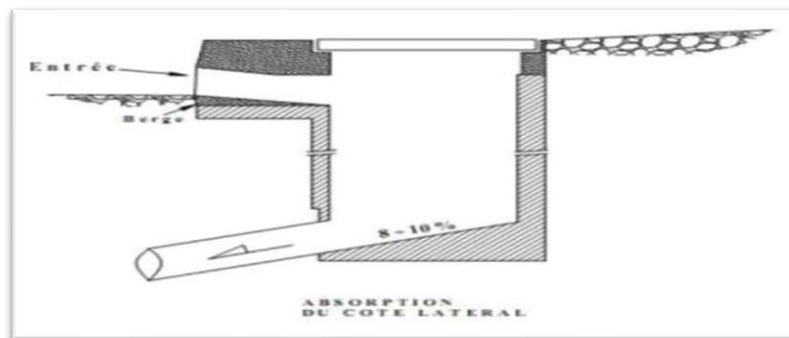


Figure VII-06 : Exemple d'une bouche d'égout (absorption par le côté latéral)

Source : e-learning.univ-msila.dz

II.1.3. Les regards :

Les regards sont des équipements qui offrent un accès complet au système d'assainissement, facilitant ainsi le contrôle et l'entretien de l'ensemble du système.

❖ Fonctions :

Dans le système d'assainissement, le regard remplit quatre fonctions principales, à savoir :

- Faciliter la réalisation de coudes de 90 degrés au niveau de la canalisation.
- Permettre l'insertion d'accessoires de nettoyage à tout moment.
- Offrir la possibilité de contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.

- Servir de point de surveillance et d'entretien pour l'ensemble du système d'assainissement.

❖ Emplacement :

Il est nécessaire d'installer un regard aux emplacements suivants sur les canalisations :

- À chaque point de jonction.
- Lors de tout changement de direction.
- En cas de modification de la pente des canaux.
- Aux endroits de chute.

❖ Types de regards :

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

- **Regard de visite :** Ces regards sont destinés à l'entretien courant et au curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation. L'intervalle d'espacement est de 35 à 80 mètres.

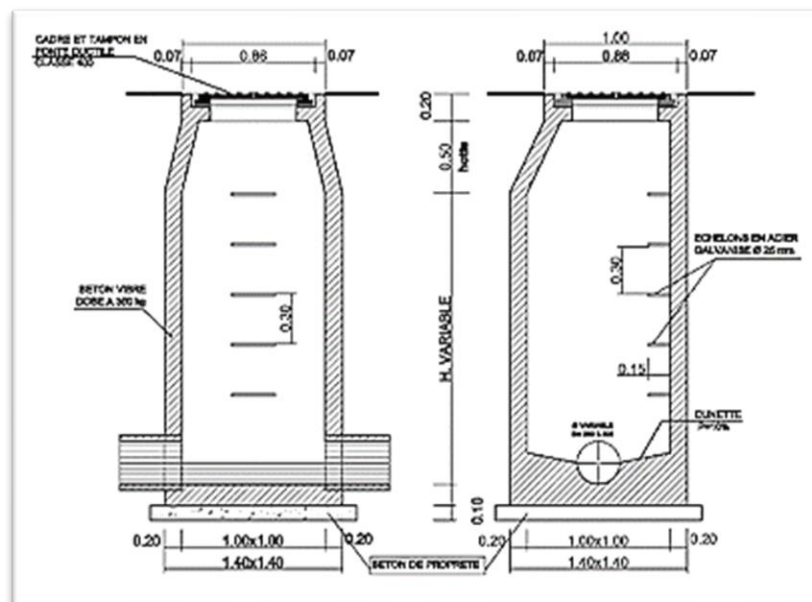


Figure VII-07 : Exemple d'un regard de visite

Source : oasis-eau.blogspot.com

- **Regard de ventilation :** Ils garantissent la présence d'air dans les égouts, ce qui constitue une mesure efficace contre la fermentation et la production de sulfure d'hydrogène.

- **Regard de jonction** : Ces regards sont utilisés pour unir deux collecteurs de même ou de différentes sections. Ils sont construits de manière à assurer une bonne aération des collecteurs en jonction, des dénivelés entre les radiers des collecteurs, l'absence de reflux d'eau par temps sec, et des niveaux d'eau des conduites à la même hauteur.
- **Regard de chute** : Il s'agit de l'ouvrage privilégié en assainissement, permettant une dissipation d'énergie partiellement localisée. Ces regards sont largement utilisés dans les agglomérations présentant un relief accidenté. Ils sont généralement employés pour la chute verticale et la chute toboggan.

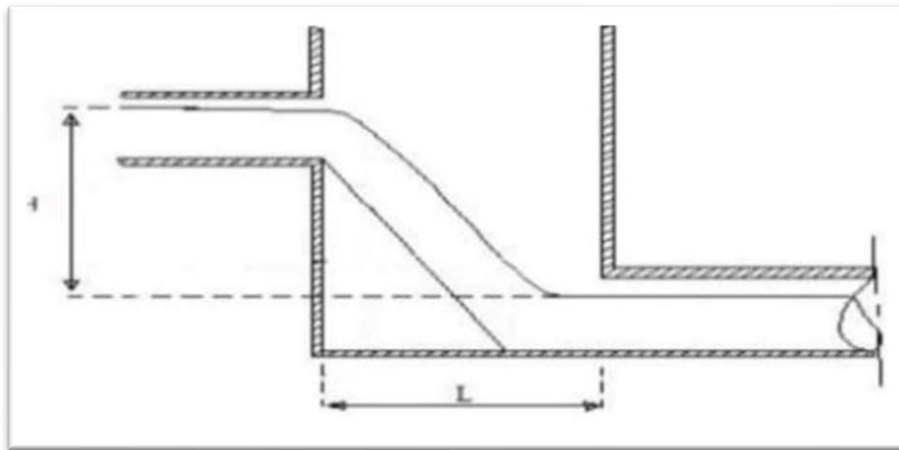


Figure VII-08 : Exemple d'un regard de chute

Source : staff.univ-batna2.dz

Constatation :

Dans la réalisation de notre projet on a décidé d'utiliser des regards simples de visite également pour le raccordement des collecteurs de même ou différents diamètres.

II.2. Les ouvrages spéciaux :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif conçu pour évacuer rapidement les débits d'orage exceptionnellement élevés vers le milieu récepteur en utilisant les trajets les plus directs. En conséquence, les déversoirs sont des structures spécialement conçues pour libérer une quantité déterminée d'eaux pluviales du réseau, contribuant ainsi à optimiser l'économie d'un projet en réduisant la charge sur le réseau aval. Ces déversoirs jouent un rôle crucial, notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

II.2.1 Les déversoirs d'orage :

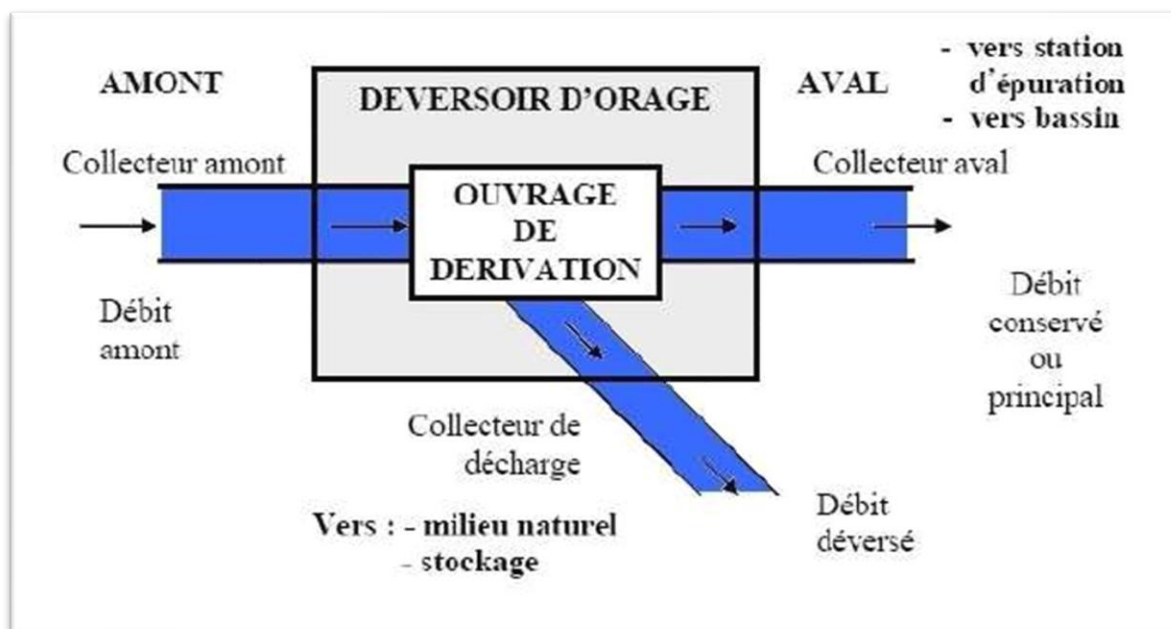


Figure VII-9 : Schéma type du déversoir d'orage

Source : Bernard, Emilie. (2021). Réponse hydro-climatique de Paris et sa petite couronne.

❖ Composition des organes d'un déversoir d'orage :

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

- Un ouvrage de dérivation.
- Un conduit ou collecteur de décharge dirige l'eau évacuée vers un émissaire naturel, tel qu'un oued, incluant l'ouvrage de rejet situé à proximité de l'émissaire.

Le déversoir d'orage est raccordé :

- **À l'amont** : au collecteur d'arrivée amenant les eaux unitaires.
- **À l'aval** : au collecteur de départ qui transporte vers un autre collecteur (by-pass) ou bien vers la station d'épuration.

L'ouvrage de dérivation peut prendre la forme de tout dispositif hydraulique, ne se limitant pas nécessairement à un déversoir. Le collecteur de décharge peut être de dimensions réduites, comme dans le cas des égouts qui longent l'exutoire. En complément, un ouvrage ou un système de stockage tel qu'un bassin d'orage peut être associé à l'ouvrage de dérivation afin de temporiser le stockage d'une partie du débit,

notamment lors du premier flot d'orage.

❖ **Emplacement des déversoirs d'orage :**

Les conditions d'implantation des déversoirs d'orage sont :

- 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.
- La capacité et les surfaces des ouvrages récepteurs (bassin de décantation) pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes.

❖ **Les fonctions des déversoirs d'orage :**

Quel que soit le type de déversoir :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit des eaux usées du temps sec.
- Evacuer sans surverse le débit critique (débit des eaux usées et pluviales).
- Surverse le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval.
- Assurer la fonction du By-pass ou ouvrage d'échange (pour distribuer vers la gauche et vers la droite).
- By-pass séparateur : prélever les eaux de temps sec pour les envoyer vers un égout d'eaux usées.

❖ **L'implantation des déversoirs d'orage :**

La construction d'un déversoir d'orage découle, en théorie, d'une analyse économique en plus de considérations techniques. La possibilité d'installer un déversoir dépend de la présence d'un exutoire capable de recevoir les eaux d'un

collecteur de décharge, que ce soit en termes de débit ou de pollution. Lorsque ces conditions sont remplies, le choix du nombre et de la position des déversoirs résulte d'évaluations économiques. Chaque installation d'un déversoir engendre des coûts importants, mais elle permet de réduire le diamètre du collecteur en aval. Ainsi, il n'existe pas de règle générale, et le positionnement des déversoirs d'orage sera déterminé en fonction des considérations spécifiques à chaque situation :

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

❖ Les types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs d'orage Selon :

La pente, l'écoulement, la position de la STEP (station d'épuration).

a. Les ouvrages à seuil déversant :

1) Les déversoirs à seuil haut :

Le seuil élevé, en tant que déversoir conventionnel, voit son fonctionnement légèrement perturbé par la vitesse d'approche de l'eau parallèle au seuil, particulièrement dans le cas du déversoir latéral. Cependant, cette vitesse est généralement faible, ce qui permet l'utilisation des formules classiques sans inconvénient notable. Ce type de déversoir se caractérise par la présence d'un rétrécissement, son diamètre étant calculé pour permettre le passage précis du débit requis pour la station d'épuration. Au-delà de ce point, il s'écoule en déversant l'excédent.

2) Les déversoirs à seuil bas :

En revanche, le déversoir à seuil bas se présente comme une ouverture latérale pratiquée dans un collecteur. Selon la pente du radier, les conditions d'écoulement en amont et en aval, la proportion de débit déversée, etc., la configuration de la ligne d'eau au niveau du déversoir peut varier (avec une hauteur d'eau potentiellement plus basse à l'amont qu'à l'extrémité, ou vice versa, des ressauts en amont, en aval, ou au milieu). Ainsi, il existe de nombreux scénarios de fonctionnement possibles, plus ou

moins bien compris, expliquant en partie la diversité des formules proposées par différents auteurs, parfois contradictoires. D'un point de vue hydraulique, le fonctionnement des déversoirs à seuil haut est nettement mieux documenté que celui des déversoirs à seuil bas.

3) Les déversoirs à seuil frontal :

Le seuil adopte alors une configuration linéaire et perpendiculaire au flux. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, une sous-catégorisation peut être réalisée en fonction de la présence ou de l'absence d'une contraction au niveau du seuil, de la charge de la conduite en aval et de l'orientation de cette conduite par rapport à la crête.

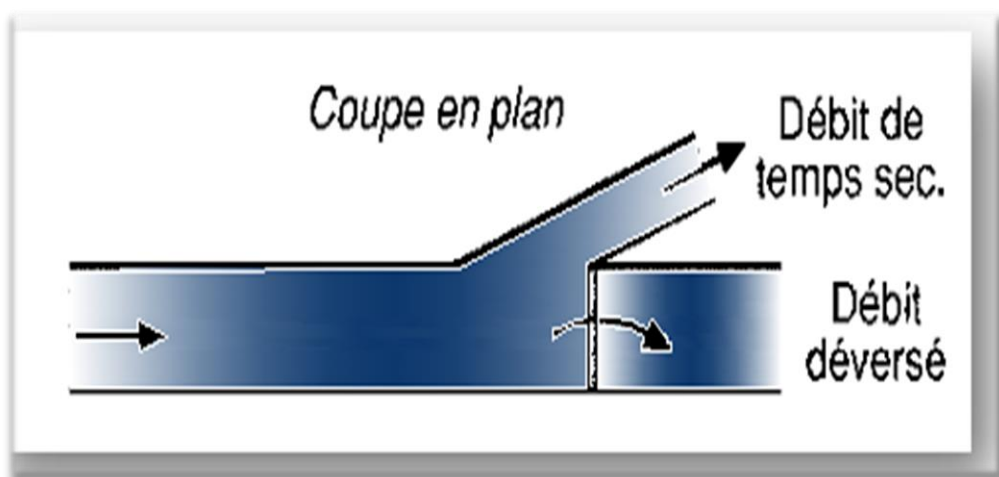


Figure VII-10 : Déversoir à seuil frontal

Source : hydrauliqueformation.blogspot.com

4) Les déversoirs à seuil latéral :

En ce qui concerne le déversoir à seuil latéral, le seuil est rectiligne et parfaitement aligné avec le flux de l'eau. Le seuil déversant latéralement peut être positionné d'un côté de la structure ou des deux côtés.

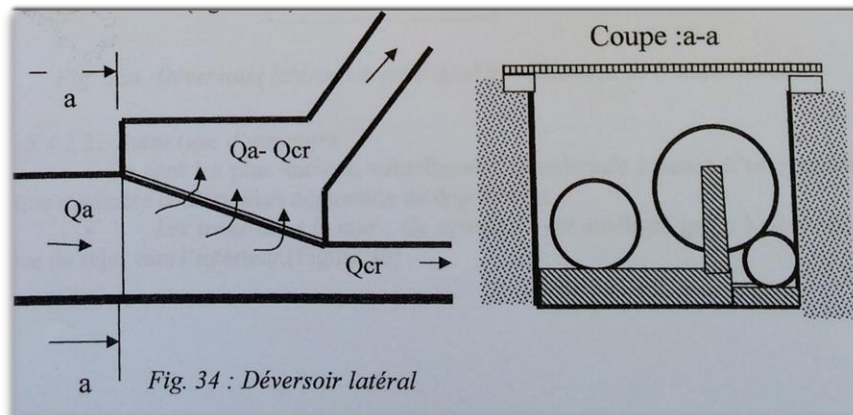


Figure VII-11 : Déversoir à seuil latéral

Source : SALAH. B. « polycopis d'assainissement »

5) Déversoir à seuil latéral à conduite aval étranglée :

Afin de rendre le calcul de cette structure possible, il est essentiel que l'écoulement en amont soit fluvial, ou que la présence d'un seuil élevé entraîne la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. En général, les seuils élevés préviennent l'infiltration des eaux émissaires dans le réseau d'assainissement dans de nombreuses situations. Les crues les plus élevées du cours d'eau émissaire surviennent souvent en hiver, tandis que les événements pluvieux intenses se produisent en été. L'avantage de la conduite étranglée réside dans sa capacité à contrôler le débit, permettant ainsi de fournir le débit requis par la station d'épuration (en limitant le débit dirigé vers la station d'épuration).

6) Déversoir à seuil latéral à conduite aval libre :

Ce genre de déversoir se distingue principalement du précédent par le fait que la conduite en aval permet un écoulement libre. Lorsque la charge sur la crête en aval est nulle pendant le débit maximal d'orage, cet ouvrage garantira un débit en aval constant, indépendamment du débit de déversement.

7) Déversoir à seuil double :

Dans ce déversoir d'orage particulier, la rigole, qui gère le débit par temps sec et de petites pluies, est suspendue à travers la longueur de la chambre. Ces cas se présentent dans des situations spécifiques, notamment au niveau d'une chute dans le collecteur ou associés à des pentes très prononcées. Les seuils sont positionnés de part et d'autre de la structure. Environ 15% des déversoirs à seuil adoptent cette configuration, caractérisée comme des déversoirs suspendus.

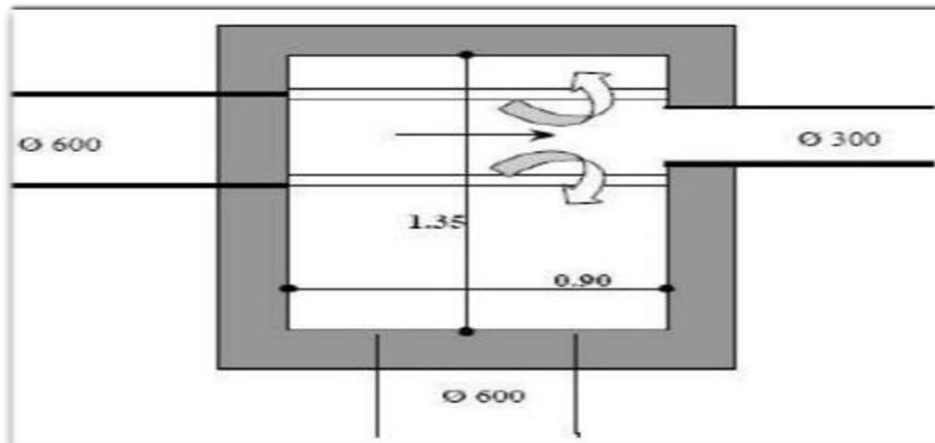


Figure VII-12 : Déversoir à seuil double

Source : hydrauliqueformation.blogspot.com

❖ **Avantages et inconvénients des ouvrages à seuil déversant :**

➤ **Le déversoir à seuil haut :**

- Les vitesses d'approche sont réduites.
- L'écoulement est apaisé.
- Les conditions hydrauliques sont mieux comprises.
- Le calcul est plus simple.
- C'est un système à privilégier lorsque le régime dans le collecteur d'arrivée est fluvial ou si un ressaut peut être toléré en amont de l'ouvrage.
- Il permet de diriger une proportion plus importante des flux vers la STEP, notamment grâce à la reprise des dépôts en amont.

➤ **Le déversoir à seuil bas :**

Les conditions d'écoulement hydraulique varient considérablement de l'amont à l'aval, ainsi que les modes de déversement, en fonction de la pente du radier du collecteur.

Les diverses configurations de la ligne d'eau au niveau du déversoir d'orage expliquent la diversité des formules proposées par différents auteurs. De plus, une augmentation notable de la pollution est observée pendant la reprise des dépôts.

❖ **Choix du type de déversoir à adopter :**

Le choix du type de déversoir ne dépendra pas seulement de la connaissance plus ou moins approfondie de son mode de calcul, mais prendra en considération les régimes d'écoulement et les niveaux d'eau de l'émissaire. Dans des zones relativement plates, les déversoirs à crête latérale prédominent. L'option pour un déversoir à seuil bas sera rare, en raison des risques de débordement, même par temps sec, dus aux turbulences causées par les dépôts. De plus, il convient de noter que les seuils hauts permettent de mobiliser la capacité de stockage des conduites.

Constataion :

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour un déversoir d'orage de type à seuil latérale en raison que le sens d'écoulement du collecteur d'entrée est parallèle avec le seuil de déversoir.

Les ouvrages annexes des déversoirs d'orage :

➤ **Les grilles et les dégrilleurs :**

Leur fonction consiste à réguler les gros débris ($d > 6$ mm) au niveau des déversoirs afin de prévenir leur libération dans l'environnement naturel. Ces dispositifs sont installés en amont des déversoirs d'orage. Les barreaux des grilles ont une épaisseur de 10 à 12 mm, avec un espacement variant de 10 à 15 mm. Le rendement des grilles atteint 50%.

➤ ***La chambre de tranquillisation et de dessablement :***

Cette chambre, placée en amont du déversoir d'orage, vise à réduire la vitesse du flux pour permettre la décantation des particules les plus lourdes et la remontée en surface des éléments flottants. Afin de prévenir

l'envasement, il est recommandé d'utiliser la formule

$$D_{min} = 0,815 * Q^{0,4} \quad (\text{VII.01})$$

(D : diamètre du collecteur d'entrée) avec Q en m³/s, représentant le débit de pointe sur une période de retour de 2 à 5 ans. Il est conseillé de maintenir une pente minimale de 4/1000 sur une distance de 25D en amont du déversoir d'orage pour faciliter la récupération des dépôts et des éléments flottants lors de la décrue

❖ **Principe de dimensionnement du déversoir d'orage :**

1) Calcul du temps de concentration t_c :

$$t_c = \frac{L}{60V} \quad (\text{min}) \quad (\text{VII.02})$$

Avec:

L : Longueur totale du collecteur le plus long (m).

V : Vitesse moyenne égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons(m/s).

2) Calcul du coefficient de retardement :

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VII.03})$$

3) Calcul le débit de dimensionnement (débit critique) :

$$Q_{cr} = Z \times Q_t \quad (\text{VII.04})$$

Avec:

Q_t : Débit total du collecteur principal.

Q_{cr} : Débit critique du collecteur principal.

4) Calcul du débit de la STEP :

$$Q_{collecteur} = C_{dilution} \times Q_{ts} \quad (\text{VII.05})$$

5) Calcul du débit déversant :

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{collecteur} \quad \longrightarrow \quad Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{collecteur} \quad (\text{VII.06})$$

6) Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

Pour calculer on utilise l'abaque de BAZIN.

- Hauteur d'eau demandée par le collecteur en aval :

H_{collecteur} : Correspond à la hauteur du seuil du déversoir, appelée à envoyer le débit $Q_{collecteur}$ vers le collecteur situé en aval du déversoir.

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

$$R_q = \frac{Q_{collecteur}}{Q_{ps}} \quad \longrightarrow \quad \text{abaque} \quad \longrightarrow \quad R_h = \frac{H_{collecteur}}{D} \quad \longrightarrow \quad H_{collecteur} = R_h \times D \quad (\text{VII.07})$$

7) Détermination de la hauteur déversant :

H_{dev} : Correspond à la hauteur d'eau déversée par le déversoir vers le milieu naturel au vers un autre collecteur

Avec : H : Hauteur de remplissage de débit de dimensionnement.

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \quad \longrightarrow \quad \text{abaque} \quad \longrightarrow \quad R_{H_{cr}} = \frac{H}{D} \quad \longrightarrow \quad H = R_{H_{cr}} \times D \quad (\text{VII.08})$$

8) Détermination de la longueur du seuil du déversoir b :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = m \times l \times H_{dev} \sqrt{2 \times g \times H_{dev}} \quad (\text{VII.09})$$

Avec :

- m : Coefficient de débit en fonction de type de déversoir, telque m = 0,37 déversoir latéral.
- l : Longueur du seuil.
- Hdev: Hauteur d'eau déversée par le déversoir.
- g = 9,81 m/s².

Donc:

$$l = \frac{Q_{dev}}{m \times H_{dev}^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times g}} \quad (\text{VII.10})$$

9) Dimensionnement du déversoir d'orage (DO) :

On a effectué le calcul du débit pluvial drainé par les sous-bassins de la zone d'étude en utilisant la méthode rationnelle :

- Débit total véhiculé par le collecteur projeté (Ø630mm) est de 697 l/s.
- Débit par temps sec véhiculé par le collecteur projeté (Ø630mm) est de 10.36 l/s.

a. A l'entrée du déversoir :

Dans notre cas on utilisera un déversoir de seuil latéral :

- Diamètre d'entrée De = 630 mm.
- Hauteur d'eau à l'entrée H =332.99 mm.
- La pente égale à 0,02 m/ml.
- La longueur de tronçon L=25 m.
- Le temps de concentration pour une zone urbanise ;tc=t1+t2=5+15=20 min.

- Débit total à l'entrée $Q_t = 0,697 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit critique $Q_{cr} = 0,5576 \text{ m}^3/\text{s}$.

b. Après le seuil déversant :

- Débit déversé vers le collecteur (DN315)

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{collecteur} = 0,5576 - 0,397 = 0,1606 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- $Q_{collecteur} = 0,397 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{collecteur} = 272,95 \text{ mm}$.
- Vitesse d'écoulement $V_{collecteur} = 3,50 \text{ m/s}$.
- $H_{cr} = 336,85 \text{ mm}$.
- $H_{dev} = 63,9 \text{ mm}$.
- $Q_{dev} = 0,1606 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La largeur du seuil déversant est donnée par la formule suivante :

$$Q_{dev} = m \times l \times H_{dev} \sqrt{2 \times g \times H_{dev}} \quad \longrightarrow \quad l = \frac{Q_{dev}}{m \times H_{dev}^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2 \times g}}$$

AN: $l = 6,06 \text{ m}$

Alors: $l = 6 \text{ m}$.

c. Collecteur de sortie (vers collecteur existant) :

- Débit déversé vers l'exutoire $Q_{ex} = 0,1606 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Vitesse d'écoulement $V = 3,42 \text{ m/s}$.
- Débit à plain section $Q_{ps} = 0,248 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Vitesse à plain section $V_{ps} = 3,18 \text{ m/s}$.
- La pente du collecteur de décharge est : $i = 0,03 \text{ m/ml.b}$

Donc d'après l'abaque (annexe 1) de bazin, on trouve que le diamètre de la conduite de décharge du déversoir vers le collecteur existant est $D = 315 \text{ mm}$.

Conclusion :

Afin de garantir un fonctionnement optimal du système d'évacuation unitaire, il est essentiel de prendre des décisions judicieuses en ce qui concerne le choix des canalisations et des joints.

Pour notre projet, nous avons choisi d'utiliser des conduites en PVC pour les réseaux où le diamètre normalisé est inférieur ou égal à 630mm, et du béton armé pour les canalisations où le diamètre dépasse 630mm.

En outre, pour assurer une exploitation efficace de ce réseau d'assainissement, faciliter les opérations de curage et prévenir certains problèmes techniques tels que l'obstruction, il est impératif de concevoir des ouvrages annexes correctement dimensionnés.

CHAPITRE VIII :

ORGANISATION DE
CHANTIER, PROTECTION ET
SÉCURITÉ DE TRAVAIL

Introduction :

Afin d'assurer la rapidité, la qualité et l'efficacité dans la mise en œuvre de notre projet, nous avons principalement fondé notre approche sur l'organisation du chantier. Cette approche guide le déroulement de nos travaux, établissant un rythme de travail optimal et déterminant le temps requis pour l'exécution, les ressources humaines nécessaires, ainsi que les moyens matériels tels que les matériaux de construction et les engins.

I. Les étapes de réalisation du projet :**I.1. Manutention et stockage des conduites :**

La pose des canalisations nécessite l'exécution de certaines opérations dans un ordre déterminé.

I.1.1. Manutention :

Pour assurer la protection des conduites pendant le transport, il est essentiel d'éviter les chocs, notamment aux extrémités, et de veiller à un déchargement en douceur sur le sol.

I.1.2. Stockage :

Le stockage du matériel doit impérativement suivre ces directives :

- La zone de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être protégés contre l'exposition directe au soleil.
- Il est essentiel de protéger les conduites contre les produits chimiques, les solvants et les huiles.

I.2. Décapage de la terre végétale :

Il s'agit d'une étape préliminaire qui implique la suppression de la couche superficielle du sol, soit les dix premiers centimètres de la surface, composée principalement de matière végétale.

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

Le fond de la fouille doit être nivelé selon la pente du projet, en évitant toute altération du sol, et en respectant les dimensions minimales des tranchées par mesure de sécurité.

I.4. Aménagement du lit de sable :

Les conduites doivent être installées sur un lit de sable soigneusement nivelé selon les côtes du profil en long, comme illustré dans la figure ci-dessous :

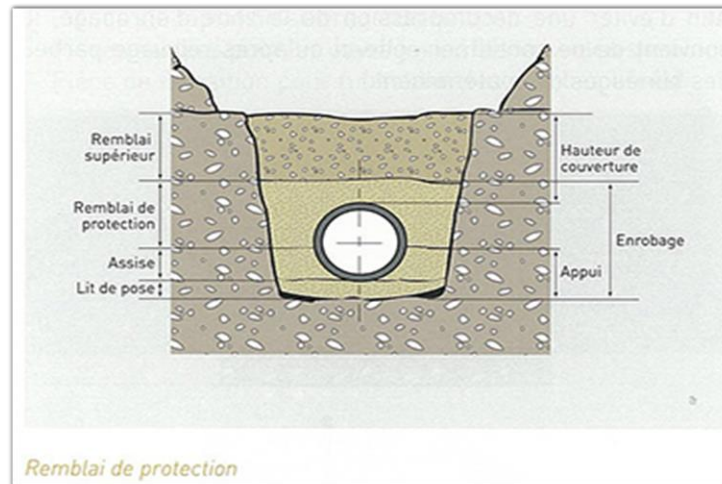


Figure VIII-01 : Pose du lit de sable

Source : www.smb-sarl.com (2023)

I.5. Emplacement des piquets :

À chaque emplacement d'un regard, il est nécessaire de positionner un jalon de piquet.

I.6. Pose des canalisations :

Pendant l'installation de la canalisation, il est crucial de s'assurer que :

- Le tuyau est abaissé dans une fouille blindée.
- Les extrémités des surfaces sont dégagées.
- Les joints sont vérifiés et nettoyés.

I.7. Assemblage des canalisations :

En fonction de la section, de la forme et du matériau de la conduite, on procède à l'assemblage de ces dernières.

I.8. Essai d'étanchéité :

Une fois que les conduites sont installées dans le fond des tranchées, on réalise un test d'étanchéité en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

I.9. Réalisation des regards :

Pour la réalisation d'un regard, les étapes suivantes doivent être suivies :

- Ajustement du fond du regard.
- Création de la couche de béton de propreté.
- Installation de l'armature pour la dalle du regard.
- Coulage de la dalle en béton.
- Installation de l'armature pour les parois.
- Mise en place du coffrage pour les parois.
- Coulage du béton pour les parois.
- Retrait du coffrage des parois.
- Installation de l'armature pour la dalle.
- Mise en place du coffrage pour la dalle.
- Coulage du béton pour la dalle.
- Retrait du coffrage de la dalle.

Les regards adoptent généralement une forme cubique, leurs dimensions variant en fonction de la profondeur des tranchées. La construction de ces regards peut être réalisée sur place avec du béton armé, mais il est également possible d'utiliser des regards préfabriqués.

I.10. Réalisation des branchements :

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principale (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

I.11. Remblayage et compactage :

Afin de garantir la préservation de la canalisation et la transmission des charges, il est nécessaire de réaliser un remblayage en utilisant un matériau similaire à celui utilisé pour le remblayage latéral.

II. Choix des engins :

Pour mener à bien ces travaux, l'utilisation de divers types d'engins est indispensable, car chaque opération requiert un engin spécifique. Ces engins se répartissent en trois principales catégories :

- **Les engins de chargement :**
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- **Les engins de transport :**
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux :**
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ Pour le décapage :

Pour enlever la terre végétale, la "niveleuse" est employée sur les terrains aisés à dégager. Elle se compose d'un tracteur à quatre roues, avec deux d'entre elles prolongées vers l'avant. Elle est équipée d'une lame fixée sur une couronne, offrant la possibilité de pivoter ou de se déplacer dans toutes les directions le long de son axe.



Figure VIII-02 : Niveleuse

Source : www.bm-cat.com (2023)

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VIII-03 : Bulldozer

Source : newtechnology1.blogspot.com (2023)

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

On fait appel à une pelle munie d'une rétro. Les pelles sont des engins de terrassement adaptés à divers types de terrains, jouant un rôle crucial dans le creusement et le chargement des déblais. Dans des terrains plus exigeants, l'utilisation d'une pelle à chenilles est recommandée.



Figure VIII-04 : Pelle à chenille

Source : www.codimatra.fr (2023)

❖ **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été réalisé au moyen d'une chargeuse, caractérisée par un châssis automoteur articulé et une benne de grande capacité positionnée à l'avant.



Figure VIII-05 : Chargeuse

Source : lheureux.fr (2023)

❖ **Pour le compactage :**

Le compactage du sol après le remblayage a été effectuée à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses, un engin massif qui comprime le sol sous son poids grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Figure VIII-06 : Compacteur à rouleaux lisses

Source : lowcostequipement.ca (2023)

III. Détermination des différents volumes des travaux :

III.1. Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VIII.01})$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

III.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VIII.02})$$

Tel que :

- V_{d} : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VIII.03})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext}/4) \times L \quad \text{(VIII.04)}$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad \text{(VIII.05)}$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad \text{(VIII.06)}$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).

III.7. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad \text{(VIII.07)}$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).

- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VIII.08})$$

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Tableau VIII-01 : Coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35

❖ Notre coefficient de foisonnement est de 1.35

IV. Devis quantitatif et estimatif du système d'assainissement

Tableau VIII-02 : Devis quantitatif et estimatif du système d'assainissement

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	10188.18	300.00	3056452.8
2	Lit de pose	m ³	756.47	1200.00	907761
3	Enrobage	m ³	756.47	200.00	151293.5
4	Remblai de la tranchée	m ³	7759.33	200.00	1551865.43
B	Canalisation				
1	PVC315mm	ml	476	3200.00	1521631.44
2	PVC400mm	ml	1078	4300.00	4633886.4
3	PVC500mm	ml	222	5200.00	1153165
4	PVC630mm	ml	228	6500.00	1481919.08
5	PVC1000mm	ml	15	12000.00	179922
6	PVC1200 mm	ml	276	15000.00	4140090
C	Construction				
1	Regard	u	427	60000.00	25620000
2	Exécution de DO	u	1	800000.00	800000.00
THT					45197986.6
TVA					19%
TTC					8587617.46

V. Protection et sécurité de travail :

Les accidents de travail ne sont jamais dû au hasard, les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes, ces dernières sont la somme de différents éléments ou facteurs qui sont soit matériels soit humains.

Le but de l'analyse de risque est de déceler les dangers qui se produisent, d'évaluer les risques pour pouvoir prendre les mesures de gestion nécessaires par la suite. Ces mesures seront telles que le travail pourra être exécuté de manière sûre et saine.

C'est pourquoi chaque entreprise doit prendre ces problèmes très au sérieux afin que son employé puisse travailler dans un cadre sécurisé.



Figure VIII-07 : Les plaques d'organisation de chantier

Source : tracktor.fr (2023)

V.1. Définition de l'accident de travail et de maladie professionnelle :

- ❖ L'accident du travail est le résultat d'une mauvaise combinaison de nombreux facteurs tels que : définition de l'organisation du travail, conception du matériel et de l'environnement, formation des salariés, information insuffisante des opérateurs sur la conception, l'installation et l'entretien des procédés de fonctionnement.

Un accident de travail est classé comme un

- Accident de travail avec arrêt : c'est un accident entraînant une incapacité temporaire donnant lieu à une indemnisation d'au moins une journée
- Accident de travail avec une incapacité permanente : c'est un accident entraînant une incapacité permanente donnant lieu à l'attribution d'une rente ou d'un capital
- ❖ Les maladies professionnelles résultent d'une exposition plus ou moins prolongée à des nuisances ou à un risque existant lors de l'exercice habituel de la profession.
 - Les salariés victimes de maladie professionnelle bénéficient de conditions d'indemnisation et d'une protection spéciale contre le licenciement lorsque leur affection les oblige à s'absenter de leur travail.
 - Elle peut donner lieu à la reconnaissance d'une invalidité du salarié qui en est victime, éventuellement assortie d'une rente, et déboucher sur une déclaration d'inaptitude par le médecin du travail.

V.2. Les causes des AT et MP :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :

a. Facteur matériel :

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

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

b. Facteur humain :

Les Actions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail proviennent selon les cas suivants :

- Commande de machines sans autorisation.
- Non-respect des consignes de sécurité.
- Non-respect de la méthode de travail prescrite.
- Omission de remédier à un risque ou de mentionner une situation dangereuse.
- Mise hors service des équipements de sécurité.
- Exécution de tâches à un rythme et à une vitesse inadéquate.

V.3. Le système Algérien de prévention des risques professionnels :

L'Algérie a mis en place tout un dispositif de prévention basé sur un ensemble de moyens :

- Techniques : services d'hygiène et sécurité, services de médecine du travail. Institut de
- Prévention des risques professionnels.....

- Des niveaux de concertation : commission d'hygiène et de sécurité, Conseil national d'hygiène, de sécurité et de médecine du travail.
- Comité de participation.
- De contrôle : Inspection du travail
- Des instruments.

Les enjeux de la prévention des risques professionnels tendent à :

- Protéger la santé et la sécurité des travailleurs.
- Créer un emploi de qualité o Adapter au mieux le travail à l'homme.
- Répondre aux obligations de la prévention.
- Favoriser le dialogue social dans le cadre de la PRP.
- Contribuer à la performance de l'entreprise par l'existence d'une ressource humaine protégée.

- **Organes de prévention :**

Un ensemble de décrets d'application précise l'organisation, les missions et attributions des organes et structures chargés de la prévention.

- **Acteurs de la prévention au niveau national :**

En Algérie, la prévention des risques professionnels est placée sous la responsabilité du Ministère chargé du Travail de l'emploi et de la Sécurité sociale et du Ministère de la santé.

V.4. La prévention des risques professionnels :

La prévention est souvent considérée comme une contrainte additionnelle et un investissement de temps superflu. De plus, elle est perçue comme coûteuse et exigeante en termes de ressources. Cependant, le principal obstacle réside dans une évaluation défavorable des avantages de la prévention, que ce soit en termes de diminution des accidents et de préservation de la santé au travail, ou encore en matière de réduction des coûts.

Il semble essentiel de sensibiliser non seulement les employés, mais également les employeurs, aux enjeux de la prévention. Ce n'est qu'en intégrant la prévention aux processus de l'entreprise et en sensibilisant la direction à son importance que l'on parviendra à lui accorder une place plus significative.

Il est donc crucial d'investir dans la prévention, car cela permet à l'entreprise non seulement de remplir ses obligations légales, mais aussi de tirer le meilleur parti de cette démarche, d'anticiper les changements et de réduire à la fois le nombre et le coût des accidents du travail et des maladies professionnelles.

VI. Planification du projet :

La planification de projet implique l'organisation des différentes tâches devant être accomplies sur une période définie. Son objectif est de déterminer le coût, les ressources nécessaires, et la manière la plus efficace de séquencer l'ensemble des activités. Cette démarche consiste en une recherche constante de la meilleure utilisation économique de la main-d'œuvre et d'autres moyens pour garantir l'efficacité de l'action à entreprendre. Elle englobe notamment :

- L'installation des postes de travail ;
- Les observations instantanées ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VI.1. Techniques de la planification:

Il y a deux méthodes de planification à savoir :

1. Méthodes basées sur le réseau ;
2. Méthodes basées sur le graphique

VI.1.1. Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau constitue une représentation visuelle d'un projet, permettant d'illustrer les relations entre diverses opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que la durée de leur réalisation.

On identifie deux catégories de réseaux :

- a. Réseau à flèches :



L'opération A précède l'opération B.

b. Réseau à nœuds :



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

VI.1.2. Méthode basée sur le graphique :

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

Le but de cette approche est de minimiser les délais de réalisation d'un projet en prenant en compte trois étapes :

- La première étape consiste à déterminer l'effectif requis pour accomplir la tâche considérée.
- La deuxième étape implique une analyse systématique du réseau, en évaluant chaque heure et chaque jour en fonction de l'unité de temps choisie.
- La troisième étape vise à ajuster le réseau en fonction des conditions ou contraintes spécifiées par l'entreprise.

VI.2. Les étapes de la planification :

La planification est le processus consistant à établir la séquence des travaux à accomplir. Elle englobe les étapes suivantes :

VI.2.1. Collection des informations :

La création d'une synthèse issue de l'analyse des informations obtenues à partir d'études comparatives facilite l'utilisation adéquate du plan de réalisation de notre projet.

VI.2.2. Décomposition du projet :

C'est une composante essentielle, car chaque projet peut être examiné sous différentes perspectives ; nous assignons à chaque tâche un responsable et identifions ses besoins en matériel.

VI.2.3 Relations entre les tâches :

Il y a deux relations fondamentales entre les tâches pendant la réalisation ; l'une concerne un enchaînement logique et l'autre concerne un enchaînement préférentiel.

VI.2.4. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale.

- ❖ Chemin critique (C.C) : C'est le parcours reliant les opérations ayant une marge totale nulle (0) qui détermine la durée totale du projet (DTR).

VI.2.5. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \times N}{n} \quad \text{(VIII.09)}$$

Avec :

Q: Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes.

VI.3. Symboles des différentes opérations :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.

- H. Remblai des tranchées.
- I. Construction des regards.
- J. Travaux de finition.

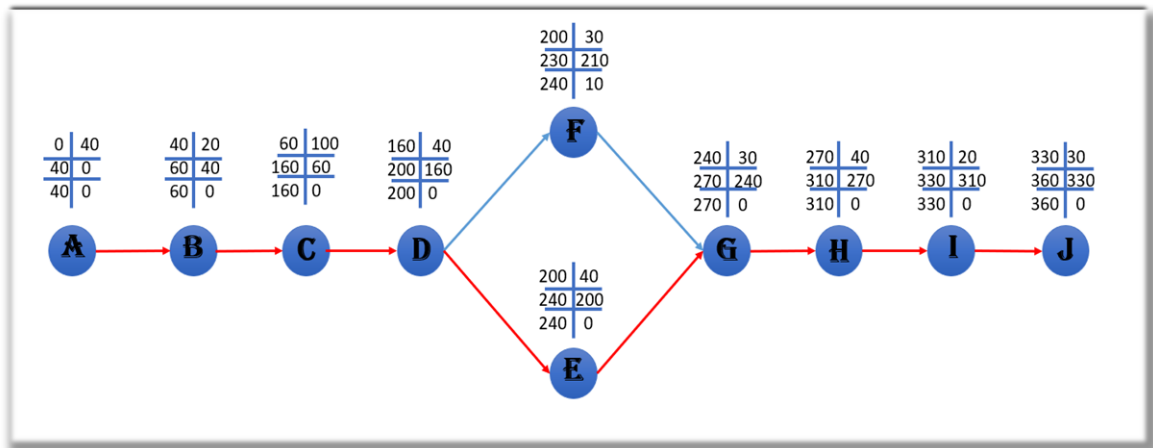


Figure VIII-08 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution

Détermination des délais par la méthode de tableau VIII-03 :

Tableau VIII-03 : Détermination de délais

Opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	40	0	40	0	40	0
B	20	40	60	40	60	0
C	100	60	160	60	160	0
D	40	160	200	160	200	0
E	40	200	240	200	240	0
F	30	200	230	210	240	10
G	30	240	270	240	270	0
H	40	270	310	270	310	0
I	20	310	330	310	330	0
J	30	330	360	330	360	0

$\sum TR=360$ jours

Le chemin critique est : A-B-C-D-E-G-H-I-J.

Conclusion :

En résumé, il est essentiel d'organiser le chantier lors de la mise en place d'un système d'assainissement, permettant ainsi de réaliser des économies en termes de coûts, d'énergie et de temps, tout en améliorant l'efficacité globale du travail.

Cette discipline nous permet également de créer un devis quantitatif et estimatif, ce qui facilite l'évaluation du coût total de notre projet, estimé à 8587617.46 DA et un délai de douze (12) mois.

Conclusion générale

Pendant notre recherche, nous avons identifié l'ensemble des problèmes associés au bon fonctionnement du réseau d'assainissement et à son impact sur l'environnement et la santé publique. Dans cette perspective, nous avons mené une étude diagnostique visant à identifier les contraintes et les dysfonctionnements du réseau existant. Cette étude se déroule en deux phases distinctes.

La première phase implique la vérification des dimensions des ouvrages et des paramètres d'écoulement (fonctionnement hydraulique). La seconde phase s'attache à élaborer des solutions appropriées pour résoudre les problèmes existants, qui se manifestent notamment par :

- L'insuffisance des programmes d'entretien du réseau, généralement irréguliers et non périodiques, ayant un impact désastreux sur la fonctionnalité du réseau. Cela se traduit par des écoulements à pleine section et parfois des débordements au-dessus des tampons, entraînant des risques sanitaires.

La plupart des regards de visite présentent un état général non conforme aux normes requises. Ils ne disposent pas d'échelles de visite, certains sont dépourvus de tampons, tandis que d'autres sont remblayés ou goudronnés.

En vue de résoudre les problèmes évoqués, nous proposons les recommandations suivantes :

- La rénovation essentielle des collecteurs de diamètre BC ($\phi 300, 400$) ainsi que les collecteurs sous bâtis, représentant au total une longueur de 6143mètres. (Voir tableau II-01)
- L'élaboration d'un programme de curage périodique préventif couvrant l'ensemble des collecteurs primaires et secondaires.
- Les regards de visite doivent être pourvus d'échelles d'accès afin de garantir leur entretien régulier. Parmi les 427 regards existants, 90 unités nécessitent une rénovation. (Voir tableau II-07).

Nous avons commencé par exposer les caractéristiques de la zone d'étude. Ensuite, une étude hydrologique s'est avérée nécessaire pour déterminer l'intensité moyenne maximale, établie à 186 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Gumbel. Le réseau que nous avons conçu est de type unitaire, adoptant

un schéma d'évacuation par déplacement latéral, avec les eaux usées dirigées vers les points de rejet de la zone.

Pour évaluer les débits des eaux usées, nous avons pris en compte les débits domestiques et publics, étant donné l'absence d'industries dans la zone d'étude. Pour estimer les débits pluviaux, nous avons subdivisé la zone en 11 surfaces élémentaires et avons opté pour la méthode rationnelle. Les collecteurs utilisés sont en PVC (ϕ 315, 400, 500,630 mm) et en BA (ϕ 800,1000,1200), caractérisés par une étanchéité excellente, une pose très facile, des caractéristiques hydrauliques remarquables, et une bonne résistance mécanique.

Concernant les ouvrages annexes, nous ont épargné la conception d'un déversoir d'orage à seuil latéral au niveau du rejet 03.

La conclusion de l'étude diagnostique indique que la réhabilitation du réseau d'assainissement des localités les Annassers et Diar El Afia nécessite un financement de 8587617.46 DA et un délai de douze (12) mois.

Références bibliographiques

a. Ouvrages :

- 1- Guide technique de l'assainissement de Mr SALAH.B.
- 2- SALAH. B. « polycopis d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- 3- Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
- 4- Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
- 5- Instruction Technique, 1977. « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ». Imprimerie nationale, Paris.
- 6- Bourrier R. (2008). Les reseaux d'assainissement : calculi .application. perspectives (5e EDITION).
- 7- Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- 8- Université msila.bibliothèque.site de la bibliothèque de l'université ligne].<http://elearning.univ-msila.dz>(page consulté le (21-03-2024)
- 9- Bernard, Emilie. (2021). Réponse hydro-climatique de Paris et sa petite couronne.
- 10- Touaibia, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie.
- 11- KAHLERRAS.D. Cours d'assainissement, 4^{ème} année, ENSH2022.
- 12- KAHLERRAS.D. Cours organisation de chantier, 4^{ème} année, ENSH2021.
- 13- KAHLERRAS.D. Cours Sécurité de travail, 5^{ème} année, ENSH2022.
- 14- El Adlouni, S., Bobée, B., & Samoud, O. GUIDE POUR LES MÉTHODES DU SYSTÈME D'AIDE À LA DÉCISION (SAD) DE HYFRAN-PLUS.

b. Mémoires de fin d'étude :

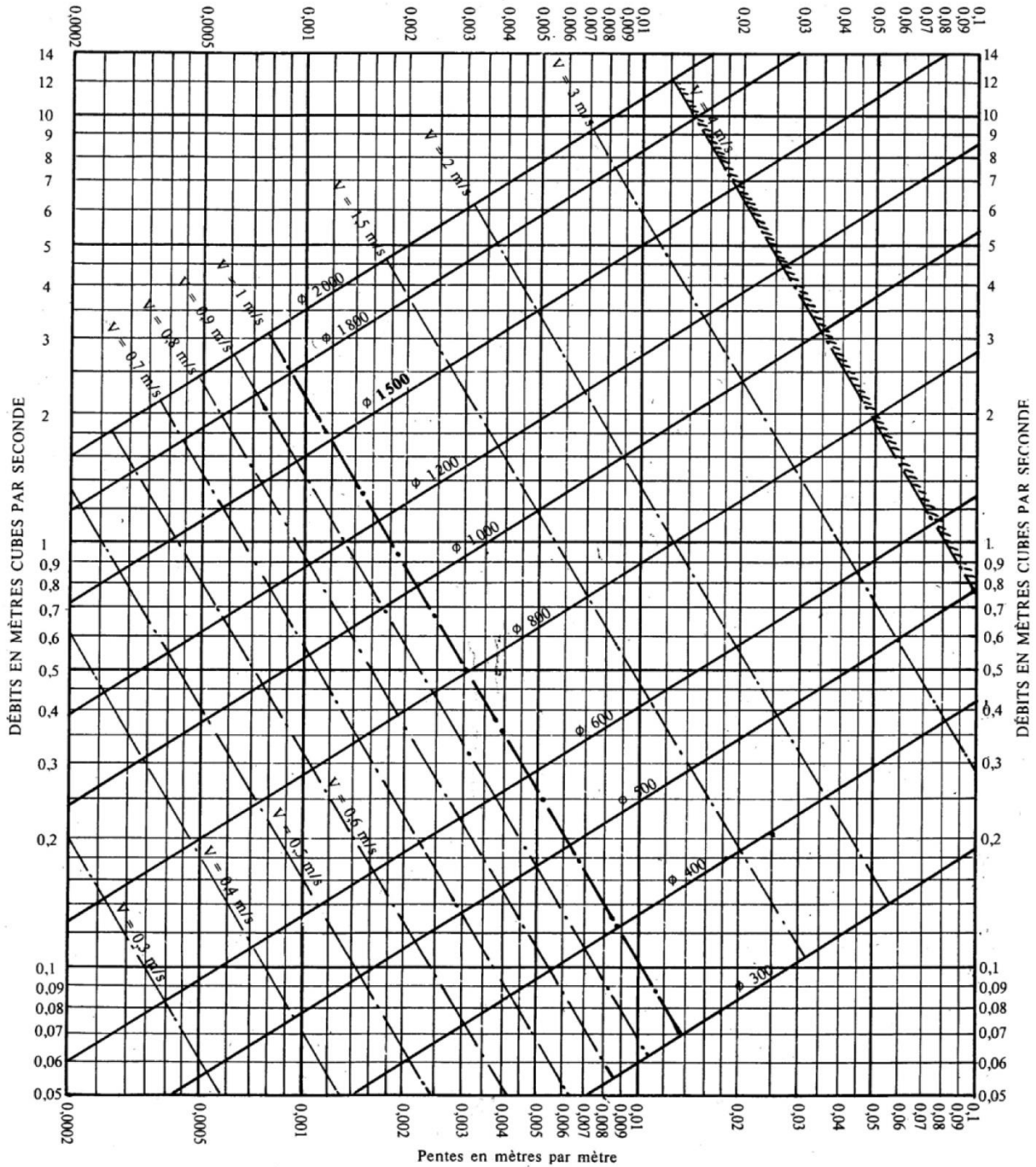
- 1- Boudehous, S. 2022. Dimensionnement et conception du réseau d'assainissement de la zone d'Oued Drabla commune d'Ahmed Rachedi (Wilaya de Mila). Mémoire fin d'étude d'assainissement, école nationale supérieure d'Hydraulique de Blida, Algérie.
- 2- Azari, S. 2019. Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN-Lot : B et D-(W.Blida). Mémoire fin d'étude d'assainissement, école nationale supérieure d'Hydraulique de Blida, Algérie.

ANNEXE

Annexe 01 : Abaque réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisation circulaire).

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

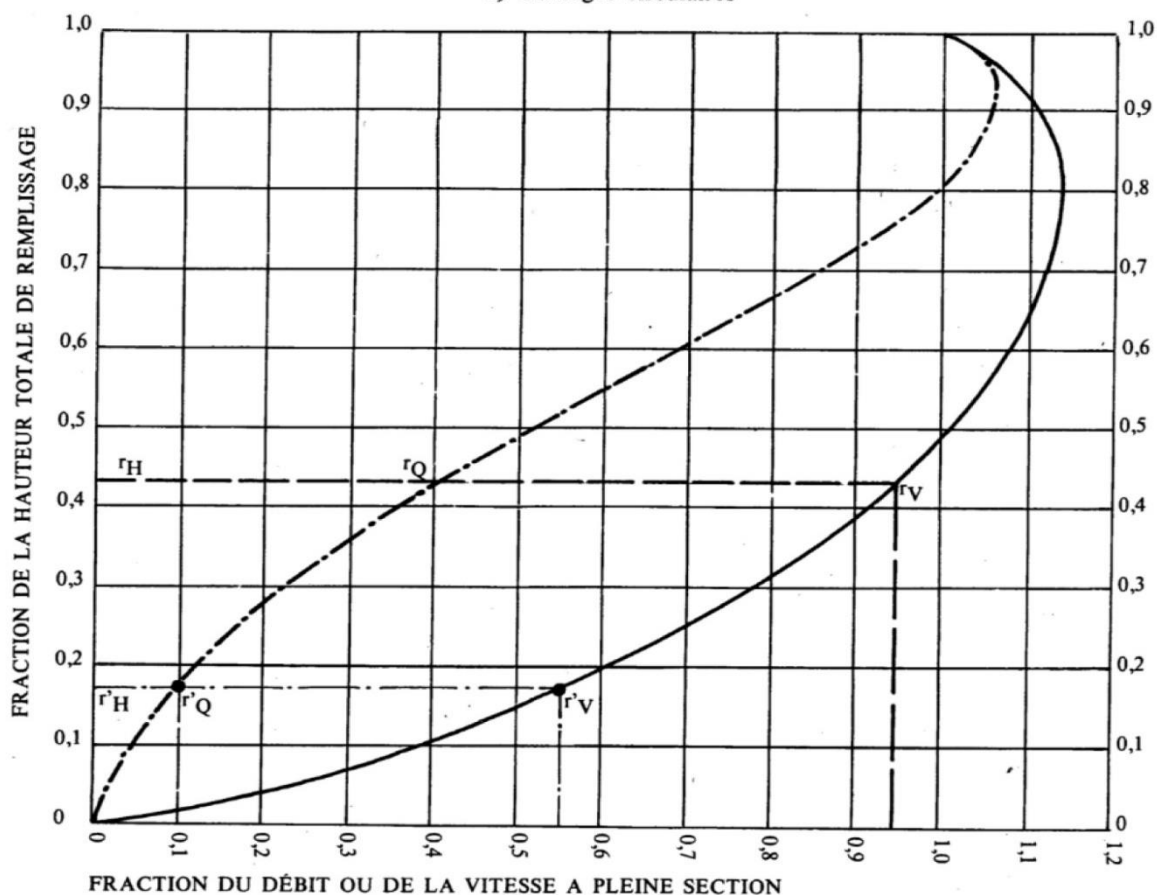


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

Annexe 3 : Table de χ^2

TABLE IV

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .
Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Source : P. E. Greenwood et M. S. Nikulin, *A Guide to Chi-Squared Testing*, John Wiley & Sons, 1996