



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 réseau d'assainissement de la
ville Draa Ben Khelfa commune de Tibergent (W.MILA)**

Présenté par :

DAHMANI ASMA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	professeur	Président
SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinateur
BOUNAH Younes	M.A.A	Examinateur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

Session : Novembre 2021

Dédicace :

Je dédie ce travail

À ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur affection, leur bienveillance et leur présence à mes côtés sont la source de ma force.

À mes chères sœurs : Fatima, Maroua, Lyna, Oumayma et Alae

Et mes chers frères : Nadir, Lokman et Chawki

Une spéciale dédicace à ma grand-mère et ma deuxième famille 'Souici'

À mes amies : Hiba, Imène, Chahrazed et Amira

et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Qu'ALLAH vous garde pour moi.

Asma.Dh

Remerciement :

Tout d'abord je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères et sœurs qui ont toujours étaient là pour moi.

Toute ma gratitude à mon promoteur Mr Ammari.A et Mr Saleh.B pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un mémoire considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce mémoire un hommage vivant à sa haute personnalité.

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

Ainsi que toutes mes gratitudes à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation.

Sans oublier l'ingénieur Mr Maamer.S et Mr BENJABALLAH.H, mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Je remercie mon amie Maroua pour tout l'aide qui m'a apporté dans la rédaction de ce mémoire.

ملخص:

تهدف هذه المذكرة أساسا لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لقرية دراع بن خلفة (ولاية ميللة) في إطار مواكبة التزايد السريع لعدد سكان المنطقة، الذي تسبب في تزايد كميات المياه المستعملة و بالتالي تدهور شبكة الصرف الصحي نظرا لقدمها، ضف إلى ذلك تواجد كل نقاط الصرف مباشرة على الشعبة التي تصب في وادي المالح دون الخضوع إلى أي عملية تصفية مما يؤثر سلبا على البيئة و صحة المواطنين.

فبعد جمع كامل المعطيات اللازمة قمنا بتشخيص حالة شبكة الصرف الموجودة و تقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها ثم حساب الأبعاد و وضع مخطط مناسب لشبكة الصرف و تنفيذه، و تصميم نظام لمعالجة المياه القذرة باستخدام تقنيات الفيوتقني. إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية مع الحرص على إتمام الأشغال في أقل مدة ممكنة.

Abstract:

The main objective of our thesis is the study of the sewerage network of the village of Draa Ben Khelfa in the wilaya of MILA in the context of accompanying the rapid increase in population of the region, which generates an increase in the quantity of water discharged and consequently the deterioration of the old pipes of the sewerage network. In addition to the existence of direct discharge points toward to the chaaba which flows into the wadi al-Maleh without any treatment which has a negative impact on the environment and public health.

After collecting all the necessary data, we diagnosed the state of the existing sewerage network, estimated the volume of water flows to be drained, then calculated the new dimensions, and carried out a study to rehabilitate the existing network and eliminate the anarchic discharges is mandatory we designed also a simple waste water treatment system based on phytotechnics. In addition to evaluating the project from an economic point of view, estimating the total cost, while ensuring that the work is completed in the shortest possible time.

Résumé :

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement de la ville de Draa Ben Khelfa dans la wilaya de MILA dans le cadre de l'accompagnement de l'augmentation rapide de la population de la région, qui engendre une augmentation de la quantité des eaux rejetées et par conséquent la détérioration des anciennes canalisations du réseau d'assainissement. En plus de l'existence de tous les points de rejets directement sur chaaba qui se jette dans l'oued al-Maleh sans aucuns traitements ce qui influe sur l'environnement et la santé publique.

Après avoir collecté toutes les données nécessaires, nous avons diagnostiqué l'état du réseau d'égouts existant, estimé le volume des débits d'eau à drainer, puis calculé les nouvelles

dimensions, et réalisé d'une étude vise à réhabiliter le réseau existant et éliminer les rejets anarchiques s'avère obligatoire, un système d'épuration basé sur la phytotechnie a été dimensionné afin de réduire la charge polluante. En plus d'évaluer le projet d'un point de vue économique, en estimant le coût total, tout en veillant à ce que les travaux soient terminés dans les plus brefs délais.

Table des matières :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :	3
I.1- Présentation de la ville:	3
I.1.1- Situation géographique de la commune de Tibergent :	3
I.1.2- Situation topographique:	4
I.1.3- Situation géologique:	4
I.1.4- Situation hydrologique :	5
I.1.5- Situation Climatique:	6
I.1.5.1- Température :	6
I.1.5.2- Précipitation :	7
I.1.5.3- Humidité relative :	7
I.1.5.4- le Vent :	7
I.1.6- L'Agriculture:	7
I.1.7- Localisation de la zone d'étude:	8
I.1.8- Situation démographique:	8
I.1.9- Situation hydraulique:	8
I.1.9.1- Alimentation en eau potable :	8
I.1.9.2- Assainissement :	8
Conclusion :	9

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :	11
II.1- Le choix de la période de retour:	11
II.2- Détermination de l'intensité moyenne de précipitation:	12
II.2.1- Analyse des données pluviométriques :	12
II.2.2- Analyse des données statistiques :	12
II.3- Choix de loi d'ajustement :	15
II.3.1- Ajustement de la série pluviométrique :	16
II.3.1.1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL:	16
II.3.1.2- Ajustement à la loi de Galton (Log-normale):	19
II.3.1.3- Ajustement à la loi GEV:	22

II.3.2- Choix de la loi d'ajustement :	24
II.3.2.1- Test graphique:	24
II.3.2.2- Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :	24
II.3.3- Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	25
II.3.3.1- Pluies de courte durée:	25
II.3.3.2- Intensités de courte durée :	25
II.3.4- Intensité moyenne maximale :	27
Conclusion :	28

Chapitre III : CALCUL DE BASE

Introduction :	30
III.1- Situation démographique :	30
III.2- Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	31
III.2.1- Définition :	31
III.2.2- Choix de la limite des sous bassins :	31
III.3- Système d'évacuation du réseau d'assainissement :	31
III.3.1- Définition de système d'évacuation :	31
III.3.2- Système unitaire :	32
III.3.3- Système séparatif :	33
III.3.4- Système pseudo-séparatif :	34
III.3.5- Système mixte :	35
III.3.6- Système autonome :	35
III.4- Choix entre les systèmes d'assainissement :	35
III.5- Schéma d'évacuation des eaux :	36
III.5.1- Schéma perpendiculaire:	36
III.5.2- Schéma par déplacement latéral:	37
III.5.3- Schéma transversal ou oblique:	37
III.5.4- Schéma par zones étagées :	37
III.5.5- Schéma radial:	38
III.6- Principe du tracé des collecteur :	38
III.7- Choix du coefficient de ruissellement (c):	39
III.8- Calcul de la population de chaque sous bassin :	41
III.9- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :	41
III.10- Calcul de la densité partielle :	42
III.11- Calcul du nombre d'habitant de chaque surface élémentaire :	42
Conclusion :	43

Chapitre IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction :	46
----------------	----

IV.1-	Evaluation des débits d'eaux usées :	46
IV.1.1-	Généralités :	46
IV.1.2-	Nature des eaux à évacuer :	46
IV.1.3-	Consommation en eau potable :	47
IV.1.4-	Estimation des débits des eaux usées :	48
IV.1.4.1-	Evaluation des débits des eaux usées domestiques :	48
IV.1.4.1.1-	Evaluation du débit moyen journalier :	48
IV.1.4.1.2-	Evaluation des débits de pointe :	48
IV.1.4.2-	L'estimation des eaux usées des équipements :	49
IV.1.4.3-	L'estimation du débit des eaux parasites:	50
IV.1.4.4-	Débits totaux des eaux usées à évacuer:	51
IV.1.4.5-	Evaluation des débits des eaux pluviales:	51
IV.1.4.5.1-	La méthode rationnelle:	52
IV.1.4.5.2-	Coefficient réducteur de l'intensité :	52
IV.1.4.5.3-	Validité de la méthode rationnelle:	53
IV.1.4.5.4-	Hypothèses de la méthode rationnelle:	54
IV.1.4.5.5-	Temps de concentration:	54
IV.1.4.5.6-	Critique de la méthode rationnelle:	55
IV.1.4.6-	Choix de la méthode:	55
IV.1.4.7-	Calcul des débits pluviaux:	55
IV.1.4.8-	Calcul des débits totaux pour chaque sous bassin:	56
	Conclusion :	56

Chapitre V : DIAGNOSTIC DE RESEAUX EXISTANTS

	Introduction :	58
V.1-	Généralités :	58
V.2-	Objectifs du diagnostic :	58
V.3-	Les types de diagnostic :	59
V.4-	Phases principales d'une étude de diagnostic :	59
V.5-	Les avantages du diagnostic:	61
V.6-	Etat global du réseau d'assainissement existant :	61
V.6.1-	Etat des collecteurs :	61
V.6.2-	Etat des regards :	64
V.6.3-	Etat de rejet :	66
V.7-	Constatations :	67
V.8-	Résultats de diagnostic hydraulique de la ville Draa Ben Khelfa :	67
V.9-	Recommandations :	70
	Conclusion :	70

Chapitre VI : REHABILITATION ET EXTENSION DE RESEAU

Introduction :	73
VI.1- Schéma d'évacuation des eaux :	73
VI.2- Conception du réseau :	73
VI.3- Condition du dimensionnement :	74
VI.4- Hypothèse de calcul:	75
VI.5- Mode calcul :	75
VI.6- Condition d'implantation de réseau:	78
VI.7- Résultats du dimensionnement :	78
Conclusion :	83

Chapitre VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Introduction :	85
VII.1- Les ouvrages principaux :	85
VII.1.1- Canalisations :	85
VII.1.1.1- Le choix de type de canalisation :	85
VII.1.1.2- Les types de canalisations :	86
VII.1.2- Assemblage :	89
VII.1.2.1- Assemblage à joint :	89
VII.1.2.2- Joints des conduites en CAO :	90
VII.1.3- Différentes actions supportées par la conduite :	90
VII.1.4- Protection des conduites :	90
VII.1.5- Les essais des conduites préfabriquées :	91
VII.1.5.1- Essai à l'étanchéité :	91
VII.1.5.2- Essai à l'écrasement :	92
VII.1.5.3- Essai à la corrosion :	92
VII.1.6- Pose de canalisation :	92
VII.1.6.1- Les conditions de pose :	92
VII.1.6.2- Les modes de pose :	93
VII.2- Les ouvrages annexes :	93
VII.2.1- Les ouvrages normaux :	94
VII.2.1.1- Les branchements :	94
VII.2.1.2- Les ouvrages de collecte et de transport :	95
VII.2.1.3- Les bouches d'égout :	95
VII.2.1.4- Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :	95
VII.2.2- Les ouvrages spéciaux :	97
VII.2.2.1- Déversoirs d'orage :	97
VII.2.2.2- Bassins de décantations :	103

VII.2.2.3- Ouvrage de rejet: _____	105
Conclusion : _____	106

Chapitre VIII : MANAGEMENT DE PROJET

Introduction : _____	108
VIII.1-Exécution des travaux : _____	108
VIII.1.1- Vérification, manutention et stockage des conduites : _____	108
VIII.1.1.1- Manutention : _____	108
VIII.1.1.2- Stockage : _____	109
VIII.1.2- Décapage de la couche de végétation (goudronné) : _____	109
VIII.1.3- Emplacement des jalons des piquets : _____	109
VIII.1.4- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards: _____	109
VIII.1.4.1- La profondeur de la tranchée : _____	109
VIII.1.4.2- Largeur de la tranchée : _____	110
VIII.1.5- Aménagement du lit de sable: _____	110
VIII.1.6- La mise en place des conduites: _____	111
VIII.1.7- Assemblage des conduites: _____	111
VIII.1.8- Essais dur les joints et les canalisations: _____	111
VIII.1.9- Construction des regards et des boites de branchement: _____	112
VIII.1.9.1- Réalisation des regards : _____	112
VIII.1.9.2- Réalisation des boites de branchement : _____	112
VIII.1.10- Exécution des ouvrages spéciaux : _____	112
VIII.1.11- Exécution des bassins d'affinement: _____	112
VIII.1.12- Remblaiement des tranchées : _____	113
VIII.1.12.1- Matériau d'enrobage : _____	113
VIII.1.12.2- Couverture : _____	113
VIII.2-Choix des engins : _____	114
VIII.3- Détermination des différents volumes des travaux : _____	115
VIII.4- Devis quantitatif et estimatif: _____	117
VIII.5-Planification des travaux : _____	118
VIII.5.1- Techniques de la planification : _____	118
VIII.5.2- Les étapes de la planification : _____	120
Conclusion : _____	126

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux :

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : températures moyennes mensuelles en (°C) :	6
Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (mm) de la station de Mila (2013) :	7
Tableau I-3 : Humidité moyenne mensuelle :	7
Tableau I-4 : Vitesses moyennes des vents :	7
Tableau I-5 : Nombre de populations :	8

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Hamma Bouziane :	12
Tableau II-2 : Précipitation mensuelles et les maximas journaliers pour 46 années d'observation (mm) :	13
Tableau II-3 : Caractéristiques empiriques de la série d'observation :	15
Tableau II-4 : Différentes lois d'ajustement :	15
Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi Gumbel (Hyfran) :	18
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi log normale (Hyfran) :	20
Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran) :	23
Tableau II-8 : test d'adéquation de la loi GEV et la loi de Galton :	25
Tableau II-9 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités :	26

Chapitre III : CALCUL DE BASE

Tableau III-1 : Perspectives d'évolution de la population futur :	30
Tableau III-2 : Découpage des sous bassins :	31
Tableau III-3 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire :	32
Tableau III-4 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire :	34
Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol :	39
Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	40
Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :	40
Tableau III-8 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces :	40
Tableau III-9 : Détermination du coefficient de ruissellement, la densité et la population pour chaque sous bassin :	42

Chapitre IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau IV-1 : Estimation des débits des eaux usées domestiques :	49
Tableau IV-2 : Estimation des débits des eaux usées des équipements :	49
Tableau IV-3 : Estimation des débits d'infiltration :	50
Tableau IV-4 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin :	51
Tableau IV-5 : Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α :	53

Tableau IV-6 : Débits des eaux pluviaux à évacuer :	_____	55
Tableau IV-7 : Débits total à évacuer :	_____	56

Chapitre V : DIAGNOSTIC DE RESEAUX EXISTANTS

Tableau V-1 : Caractéristiques du collecteur principales B :	_____	62
Tableau V-2 : Caractéristiques du collecteur principales A :	_____	63
Tableau V-3 : Résultats de diagnostic du collecteur B :	_____	68
Tableau V-4 : Résultats de diagnostic du collecteur A :	_____	69

Chapitre VI : REHABILITATION ET EXTENSION DE RESEAU

Tableau VI-1 : Coefficient de Manning-Strickler (Ks) en fonction de la nature de parois:	_____	76
Tableau VI-2 : Choix de conduites et coefficient de Manning-Strickler (Ks):	_____	76
Tableau VI-3 : Calculs du réseau projeté des deux collecteurs principaux :	_____	79
Tableau VI-4 : Répartition de linéaire global de nouveau réseau :	_____	82

Chapitre VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Tableau VII-1 : Caractéristique des conduites CAO :	_____	87
Tableau VII-2 : Propriétés des canalisations en PVC :	_____	88
Tableau VII-3 : Dimension des conduites PVC :	_____	89
Tableau VII-4 : Résultats de dimensionnement des regards de chute :	_____	97
Tableau VII-5 : Résultats de dimensionnement des déversoirs d'orages :	_____	102
Tableau VII-6 : Résultats de dimensionnement des grilles :	_____	103
Tableau VII-7 : Résultats de dimensionnement des bassins de décantations :	_____	104
Tableau VII-8 : Dimension des ouvrages de rejets:	_____	105

Chapitre VIII : MANAGEMENT DE PROJET

Tableau VIII-1 : Coefficient de foisonnement pour différente nature de sol :	_____	117
Tableau VIII-2 : Résultats de calcul des volumes :	_____	117
Tableau VIII-3 : Devis quantitatif et estimatif :	_____	117
Tableau VIII-4 : Les symboles et les durées de différentes opérations :	_____	121
Tableau VIII-5 : L'opération précède et succède de chaque opération :	_____	122
Tableau VIII-6 : Détermination des déblais :	_____	122

Liste des figures :

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1 : Localisation de la commune de Tibergent	3
Figure I-2 : Carte géologique du sous bassin versant Rhumel-kébir	5
Figure I-3 : Délimitation de sous bassin versant Rhumel-kébir	6
Figure I-4 : Carte du relief de ville Draa Benkhelfa	8

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II-1 : Cycle de l'eau	11
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Gumbel	19
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi Log normale	22
Figure II-4 : Ajustement graphique à la loi GEV	24
Figure II-5 : Courbe intensité-durée-fréquence	27

Chapitre III : CALCUL DE BASE

Figure III-1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	32
Figure III-2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	34
Figure III-3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	35
Figure III-4 : Schéma perpendiculaire	36
Figure III-5 : Schéma par déplacement latéral	37
Figure III-6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique	37
Figure III-7 : Schéma par zones étagées	37
Figure III-8 : Schéma radial	38

Chapitre IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Figure VI-1 : Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α	53
---	----

Chapitre V : DIAGNOSTIC DE RESEAUX EXISTANTS

Figure V-1 : Regard de branchement (colmatée).2015	65
Figure V-2 : Regard de visite (colmatée).2015	65
Figure V-3 : Regard de visite (bouchée).2015	65
Figure V-4 : Regard de branchement (colmatée).2015	65
Figure V-5 : Regard de visite (sans dalle).2015	65
Figure V-6 : Boite colmatée.2015	65
Figure V-7 : Regard de visite (hors norme).2015	65
Figure V-8 : Regard de visite (colmatée).2015	65
Figure V-9 : Boite de branchement (état dégradée).2015	66
Figure V-10 : Regard de branchement (hors norme).2015	66
Figure V-11 : Regard de visite (hors norme).2015	66

Figure V-12 : Regard de visite (hors norme).2015	66
Figure V-13 : Ouvrage de rejet (à ciel ouvert).2015	66

Chapitre VII : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Figure VII-1 : Canalisations en CAO	86
Figure VII-2 : Canalisations en PEHD annelé	87
Figure VII-3 : Canalisations en PVC	88
Figure VII-4 : Etapes d'assemblage par emboitement	89
Figure VII-5 : Joints à collet et demi-emboitement	90
Figure VII-6 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	93
Figure VII-7 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain	93
Figure VII-8 : Schéma d'un branchement simple	94
Figure VII-9 : Exemple d'un regard simple	95
Figure VII-10 : Principe de conception d'un regard de chute	97
Figure VII-11 : Schéma de principe du déversoir d'orage	100
Figure VII-12 : Schéma synoptique des filtres verticaux (vue en coupe)	104
Figure VII-13 : Schéma d'ouvrage de rejet	105

Chapitre VIII : MANAGEMENT DE PROJET

Figure VIII-1 : Schéma de pose du lit de sable	111
Figure VIII-2 : Coupe transversale schématique d'un filtre	113
Figure VIII-3 : Réseau à nœuds	124
Figure VIII-4 : Diagramme de GANTT	125

Liste des planches:

Planche n°1/6 : Plan de masse de l'agglomération de Draa Ben Khelfa.

Planche n°2/6 : Tracé du réseau existant d'assainissement.

Planche n°3/6 : Tracé du réseau projeté d'assainissement.

Planche n°4/6 : Profil en long du collecteur principale B.

Planche n°5/6 : Profil en long du collecteur principale A.

Planche n°6/6 : Ouvrages annexes.

Introduction générale :

L'assainissement étant une étape du cycle de l'eau, figure une spécialité de grande importance qu'elle assure la protection de la santé publique d'une part et celle de l'environnement d'autre part car il englobe les eaux usées et les eaux pluviales, leur évacuation, transport ainsi que leur épuration.

En Algérie, le problème de l'Assainissement est posé beaucoup plus dans les zones rurales, aussi bien dans le Nord qu'au sud. Et parmi les problèmes liés à l'environnement et visibles à l'œil nu : les rejets directs des eaux usées dans le milieu naturel. Le problème est aggravé par la dégradation ou l'absence de réseau d'assainissement ainsi que le manque d'entretien et la présence de dispositifs inadéquat à l'évacuation de ces eaux usées.

C'est le cas auquel est confrontée la ville de DRAA BEN KHELFA Wilaya de MILA où l'insuffisance ou l'inexistence de réseau d'assainissement public (le réseau actuel est un ensemble hétérogène de branchements privés pour la plupart) induit des rejets directs des déchets liquides dans le milieu naturel. Ces rejets proviennent essentiellement des fuites, des réseaux d'égouts dont l'état physique est inadapté, ou bien du raccordement incomplet des habitations à l'égout et des branchements particuliers ; ceci est également dû à des problèmes de dégradations des anciens collecteurs ou de leur sous dimensionnement.

La présence de ces rejets dans le milieu naturel sans aucun traitement préalable, peut engendrer un risque majeur pour les eaux souterraines et pour la santé publique en particulier. Ce travail consiste à diagnostiquer le réseau d'assainissement existant afin de comprendre le fonctionnement de ce réseau (si on peut l'appeler comme cela), déduire les dysfonctionnement du réseau, localiser, les points de rejets dans le milieu naturel au niveau de la ville de DRAA BEN KHELFA afin de reconstruire un réseau d'assainissement homogène et performant qui permet l'évacuation des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de la ville.

On consacra aussi une partie pour le dimensionnement d'un système de phytoépuration afin de préserver le milieu récepteur.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, la présentation du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet. En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et de réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de **Draa Ben Khelfa** commune de **Tiberguent**.

I.1 Présentation de la ville :**I.1.1 Situation géographique de la Commune de Tiberguent :**

La commune de Tiberguent est rattachée administrativement à la daïra de Rouached willaya de Mila, s'étalant sur une superficie de 47.99km².

Administrativement, elle est limitée :

- **Au Nord** : Par la commune de Rouached.
- **A l'Est** : Les communes d'Oued Endja et Ahmed Rachedi.
- **A l'Ouest** : Par la commune de Yahia Beni Guecha.
- **Au Sud** : Par la commune de Bouhatem.

La ville de Draa Ben Khelfa fait partie de la commune de Tiberguent Wilaya de Mila. Elle est située au sud du chef de lieu de la commune.

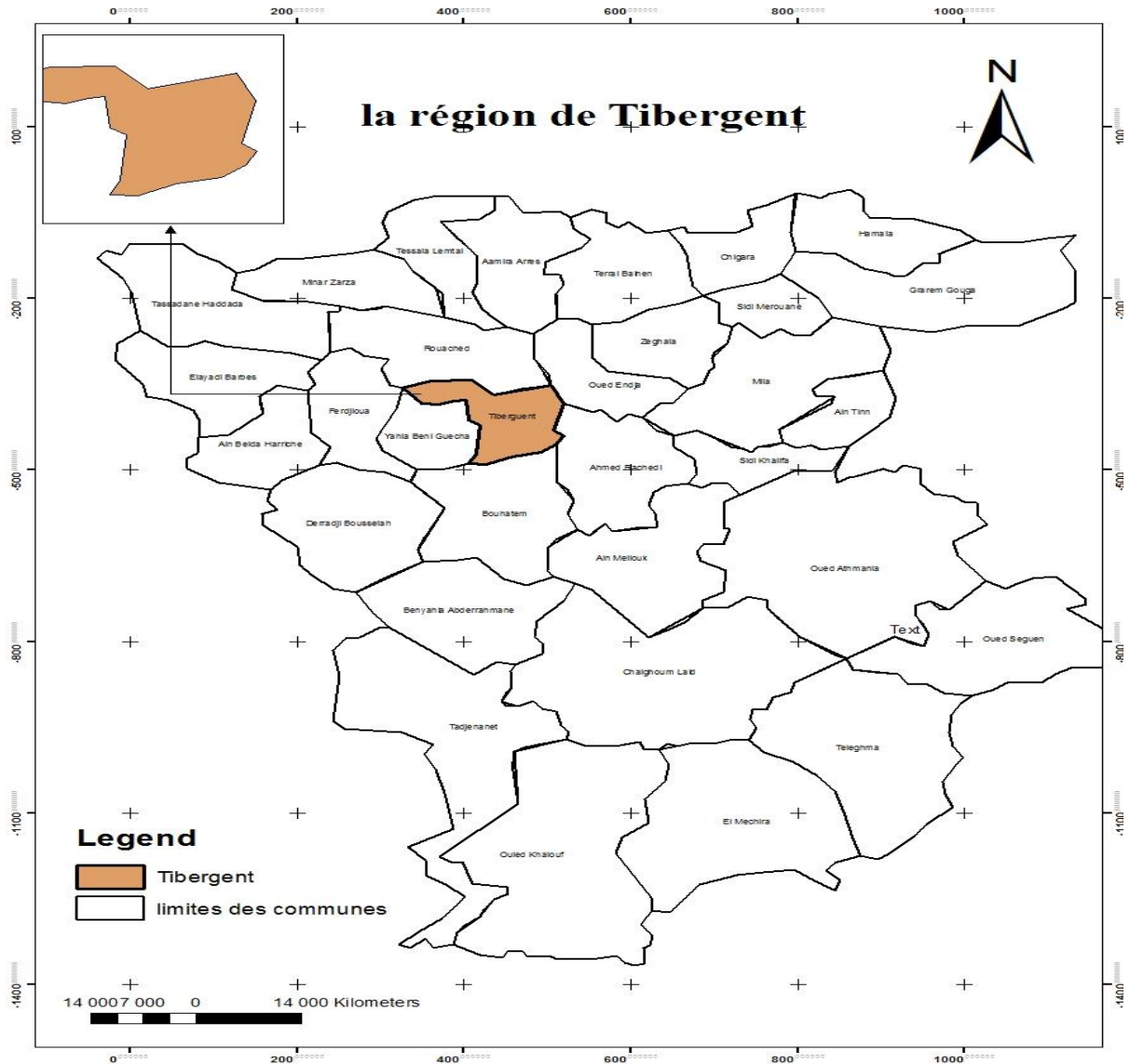


Figure I-1: Localisation de la commune de Tibergent.

I.1.2 Situation topographique :

Sur le plan topographique, Tibergent présente un relief constitué de collines de piémonts et de montagnes qui appartient à la partie centrale de la Wilaya.

La topographie de la commune se caractérise par des pentes modérées comprises généralement entre 3 et 12.5%.

L'altitude varie entre 300 et 800 m. La classe altitudinale la plus fréquente qui se situe entre 400 et 600 m.

L'occupation du sol est à dominance urbaine et agricole.

I.1.3 Situation géologique :

La ville de Tibergent repose sur plusieurs stratifications qui sont représentées par des :

• **Nappes pénis-telliennes unité méridionale à nummulites :**

Elles sont caractérisées par une alternance de carbonate et de vase du Lias au Pliocène. Nous citons les formations suivantes :

- Lias : calcaires massifs.
- Dogger : calcaire oolithique, os parités dont l'épaisseur peut atteindre les 300 m.
- Crétacé inférieure : politico-marneux, micritique et à rare niveaux gréseux.
- Crétacé moyenne : calcaire silex noirs en petits bancs.
- Sénonien supérieure : il débute par une barre conglomérates de 50 à 100 m d'épaisseur.

(Source : www.asjp.cerist.dz)

• **Séries poste-nappes :** Ce terme correspond aux formations du Mio-Pliocène et du Quaternaire qui constituent les bassins de Constantine et de Mila.

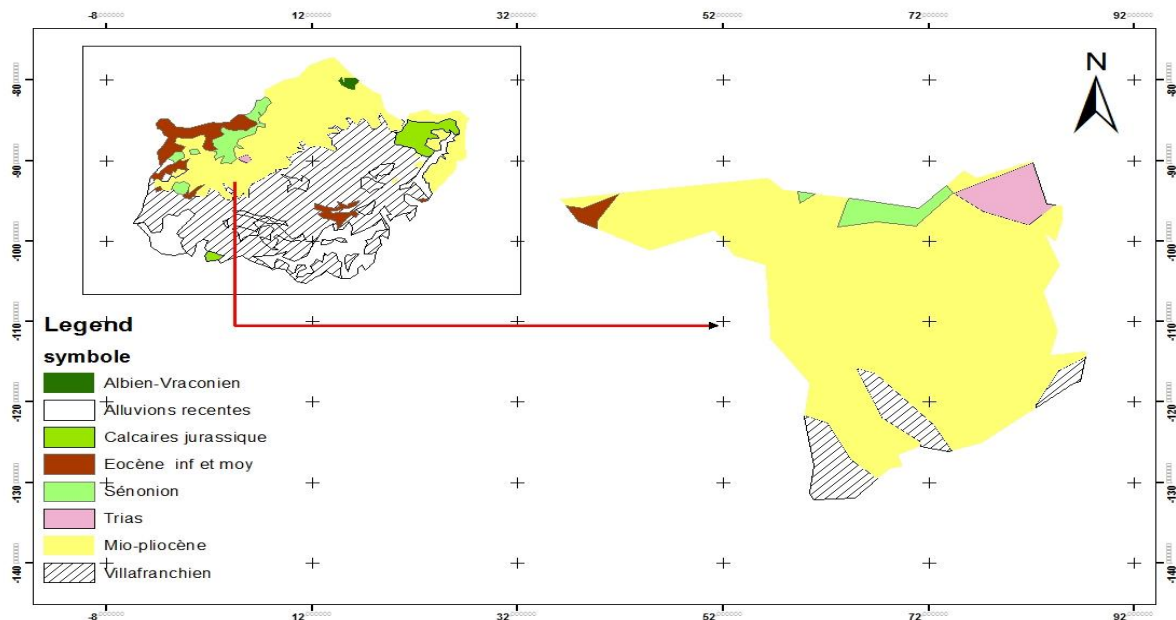


Figure I-2: Carte géologique du sous bassin versant Rhumel-kébir.

I.1.4 Situation hydrologique :

La région d'étude est située à l'intérieur du sous bassin versant du Rhumel-Kébir, et portée le code 10-02 de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (Source : A.N.R.H).

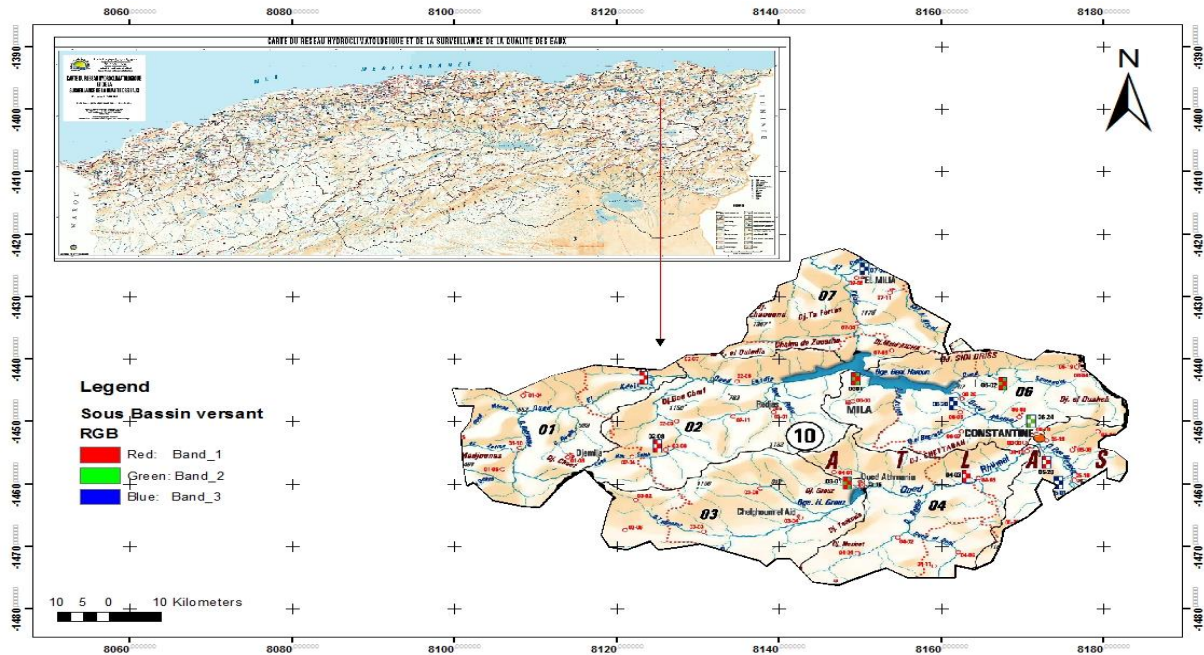


Figure I-3: Délimitation de sous bassin versant Rhumel-kébir.

I.1.5 Situation climatique :

Du fait de l'absence de station météorologique à Tiberguent, on se réfère aux données collectées par la station météorologique de Constantine, car les deux communes se situent dans le même territoire de l'Atlas Tellien, qui se caractérise.

Généralement par :

- Un hiver froid et pluvieux et un été chaud et sec.
- Le type de climat est semi-aride.
- La précipitation moyenne annuelle de 660 mm.

I.1.5.1 Température :

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour notre zone d'étude les températures maximales, ont pour origine le sirocco.

Les températures moyennes mensuelles et le moyen interannuel relevé de la station météorologique de Constantine pour une période de 10 ans.

Tableau I-1: Températures moyennes mensuelles en (°C) (2013).

Mois	Jan	Févr.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc	M.I
T(°c)	7.1	8.6	10.6	13.1	16.8	25.3	25.3	25.5	15.7	22.8	17.0	11.9	15.7
T _{min} (°c)	2.9	3.6	5.4	7.3	10.5	15.1	17.9	12.1	16.4	11.8	6.8	3.4	9.9
T _{max} (°c)	11.3	13.3	15.8	18.9	23.1	28.0	32.8	32.8	29.2	22.7	17.0	12.1	21.4

(Source : A.N.R.H de Constantine)

I.1.5.2 Précipitation :

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau. Surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter.

Pour notre région, on distingue deux périodes :

- Une période pluvieuse du mois d'Octobre à la fin du mois Mai.
- Une période sèche du mois de Juin au mois Septembre.

Tableau I-2:Précipitations moyennes mensuelles (mm) de la station de Mila (2013).

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Févr.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Années
P(mm)	29	54	59	82	100	79	58	49	52	23	8	9	603

(Source : A.N.R.H de Constantine)

I.1.5.3 Humidité relative :

L'humidité moyenne interannuelle de la région d'étude est de 76%. Elle chute en été et atteint les 46 % en mois de Juillet à cause du sirocco.

Tableau I-3:Humidité moyenne mensuelle (2013).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
H_{moy} (%)	76	76	72	71	68	57	46	52	63	67	75	76	67

(Source : A.N.R.H de Constantine)

I.1.5.4 Le Vent :

Les vents dominants sont de secteur Nord : NE 22%, N12%, NO27%.

Les vitesses moyennes sont de 3m/s environ sans grande variation d'un mois sur l'autre (Les minimales à 2.5m/s et les maximales à 3.2m/s) d'après les mesures de la station météorologique de Constantine.

Tableau I-4:Vitesses moyennes des vents (2013).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
V_{moy}(km/h)	8.68	9.76	9.59	8.35	7.85	7.38	7.63	7.49	6.26	7.45	8.24	9.76	8.21

(Source : A.N.R.H de Constantine)

I.1.6 L'Agriculture :

Partie de la commune de Tiberguent est occupé par l'agriculture qui se base essentiellement sur la céréaliculture et autres cultures comme les cultures maraîchères et l'arboriculture.

I.1.7 Localisation de la zone d'étude :

La zone d'étude contient une extension de la ville Draa Ben Khelfa d'une superficie totale d'environ **85hectares** abritant alentours de **2800habitants**.

La ville fait partie de la commune de Tiberguent Wilaya de Mila. Elle est située au sud du chef de lieu de la commune.

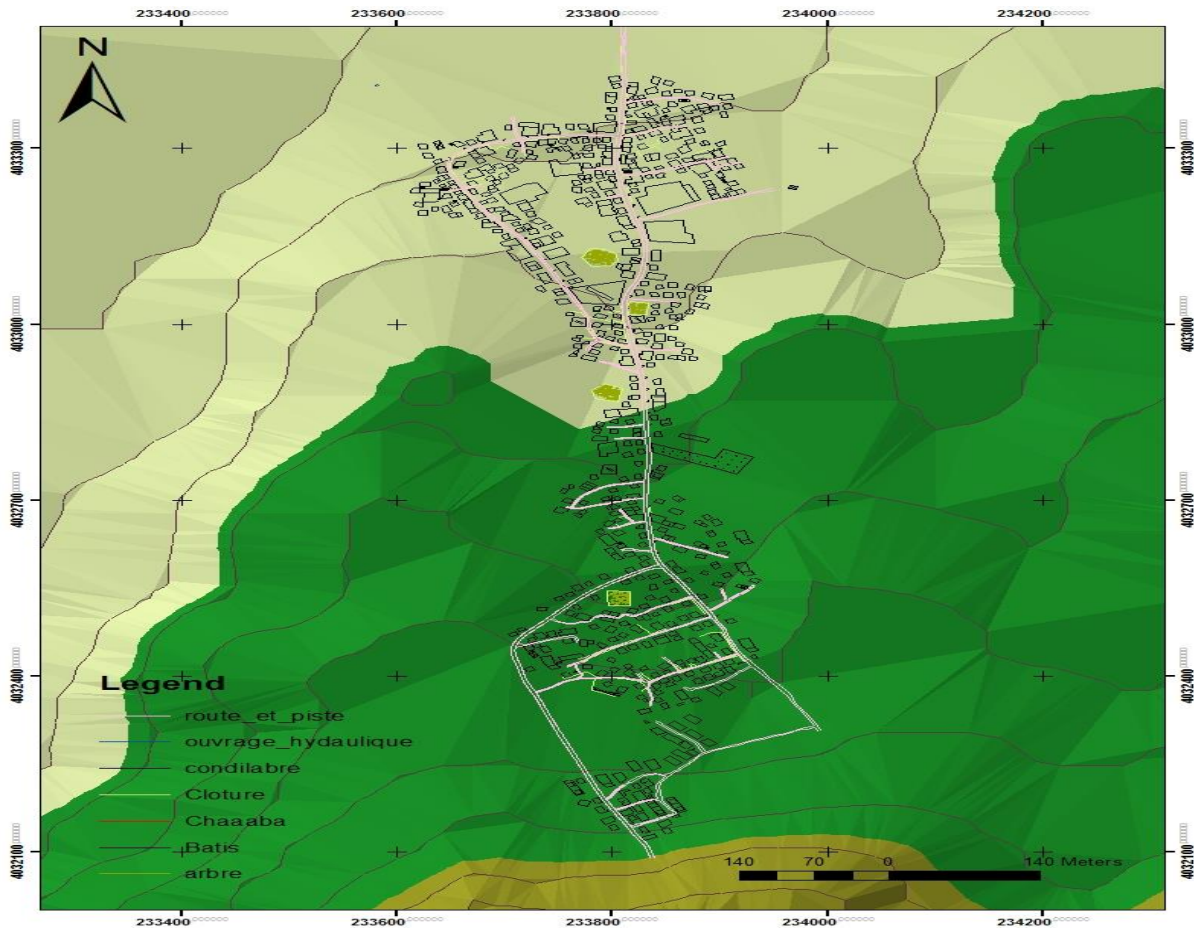


Figure I-4: Carte du relief de ville Draa Ben khelfa.

I.1.8 Situation démographique :

L'estimation de la population est calculée en tenant compte du taux d'accroissement de la ville de Draa Ben Khelfa.

D'après les données de l'APC, la population de la ville est de 2800habitants avec un taux d'accroissement 2.3 % d'après le dernier recensement de l'année 2020.

Tableau I-5:Nombre de populations.

Agglomération	Construction	Occupation par logement	Population
Extension Draa Ben Khelfa	400	07	2800

(Source : APC TIBERGENT)

I.1.9 Situation hydraulique :

I.1.9.1 Alimentation en eau potable :

La ville de Draa Ben Khelfa est alimentée avec des eaux souterraines : les puits et sources naturelles et aussi avec les eaux superficielles du barrage Beni Haroun.

I.1.9.2 Assainissement :

La ville Draa Ben Khelfa est pourvue d'un réseau d'assainissement unitaire. L'extension de cette ville est dépourvue de réseau d'assainissement sauf quelques fosses septiques implantées anarchiquement qui avec le temps sont devenues des réservoirs transmetteurs des épidémies liées aux maladies à transmission hydrique (M.T.H).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique à partir des informations disponibles sur la région.

La zone d'étude n'a pas d'activité industrielle, leurs activités sont basées principalement sur l'agriculture et notamment sur la culture céréalière.

Le but de cette description est de réaliser dans ce qui suit une étude de diagnostic du réseau d'assainissement.

Chapitre II :

Calcul hydrologique

Introduction :

D'une façon générale, l'hydrologie est la science qui s'intéresse au cycle de l'eau et l'hydrologie urbaine, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre dont les processus comprennent les précipitations, l'infiltration, le stockage, la redistribution et le ruissellement, le drainage, l'évaporation et la transpiration.

Dans le domaine de l'assainissement, l'étude hydrologique est une phase inévitable dont le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales susceptibles de ruisselée dans la zone urbaine.

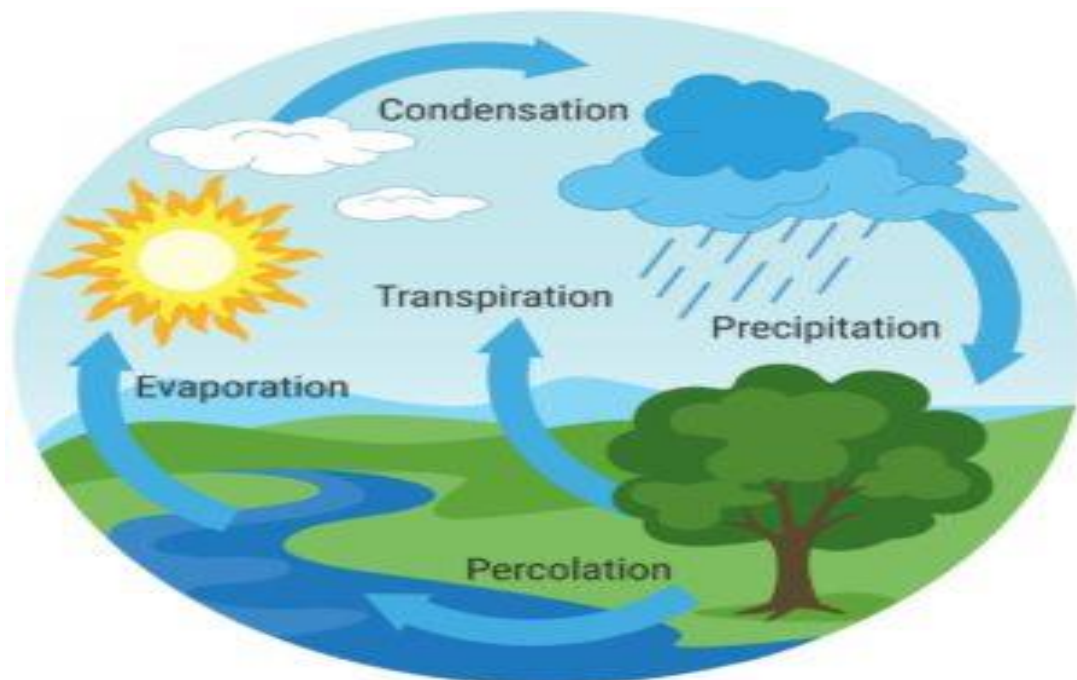


Figure II-1: cycle de l'eau

II.1 Le choix de la période de retour :

La période de retour du réseau d'évacuation est le résultat d'une étude technico-économiques pouvant assurer une estimation de débit de ruissellement nécessaire pour le fonctionnement optimal du réseau.

Pour l'assainissement en Algérie, la période de retour est généralement de 10 ans.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

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

$$\bar{I}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II-1})$$

Avec :

\bar{I}_t : Intensité moyenne en (mm/h).

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

II.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

II.2.1 Analyse des données pluviométriques :

Généralement le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement, c'est l'analyse des données disponibles. Cette analyse est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans une station sur surface topographique considérée. La station de Hamma Bouziane est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau :

Tableau II-1: Identification de la station pluviométrique de Hamma Bouziane.

Code de la station	Station	Période d'observation	Nombre des années	Coordonnées de la station
100603	Hamma Bouziane	1969-2015	46	X (km) : 848.5
				Y (km) : 352.8
				Z (m) : 460

(Source : ANRH Constantine)

Remarque :

Nous avons utilisé les données pluviométriques de la station HAMMA BOUZIANE en raison de la disponibilité des données et leurs actualités (les données les plus récentes) par rapport aux autres stations voisines à notre zone d'étude. Cette station est éloignée de la zone d'étude de 49 Km à vol d'oiseau.

II.2.2 Analyse des données statistiques :

Pour cette station, on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maxima journaliers pour 46 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau.

Les précipitations mensuelles et les maxima journaliers pour 46 années d'observation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-2:Précipitation mensuelles et les maxima journaliers pour 46 années d'observation (mm).

Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	P _{j,max} (mm)
1970	2.2	16.6	0.9	10	39.5	37.9	20.6	13.9	26.7	0	0	0	39.5

1971	44.1	24.3	10.3	11	42.8	10.3	27.5	16.8	32.5	8.6	0.9	0	44.1
1972	33.2	26.9	1.6	23.2	53	8.3	19.7	15.3	0.6	24.8	3.7	1.8	53
1973	27	20.3	3	14.7	8.8	16.9	21.1	21.7	14.4	2	9.7	1.9	27
1974	18	16.7	9.2	7.3	8.1	37.7	8.5	4.9	21	1.9	0	6.4	37.7
1975	12.8	5.4	33.5	13.2	17	14	31	22	29.5	7	25.5	22.2	33.5
1976	34	22	39.6	40.5	14.3	6	8.5	20.5	62.2	10	0	7.6	62.2
1977	7.1	4.8	21.7	1.7	19.9	21	25.5	18	13.8	4	0	17.2	25.5
1978	0	14.2	21.7	7.8	21	21.8	16	53	3.6	15.6	2	1	53
1979	37	6.6	11.1	27	15	24	29.7	19.1	23.8	5.2	2	6	37
1980	26.3	8.2	36	43.6	11.9	0	13.7	15.5	8	11.5	0	6	43.6
1981	17	6.6	8	29	16	14	21.5	17	18.2	9.6	5.5	7.8	29
1982	8.9	64.9	30	20.6	1.5	20	35.5	4	11.4	9.5	0	10.5	64.9
1983	12.4	13.8	13.1	9	37.1	48.6	21.9	13.2	9.5	5	0	0.6	48.6
1984	20.3	15.7	51.6	49.6	47	28.5	50.3	48.7	24.1	20.9	0.8	8.7	51.6
1985	35.9	33.4	100	117.8	50.8	79.3	37.5	27.8	6.7	20.2	0.3	0	117.8
1986	30.6	30.8	21.1	77.5	104.4	70.6	105.3	47.3	55.5	13.6	5.4	0.6	105.3
1987	45.9	44.6	93.9	111.8	7.5	23.9	58.3	6.2	5.5	6.3	0	0	111.8
1988	15.2	0.6	12.2	56.7	24.5	17.2	25	12.7	6.4	12.5	2.1	7.6	56.7
1989	16.9	36	17.2	6.1	39.1	0	17.9	13.7	14.3	7.1	2.1	6.5	39.1
1990	0.5	7.1	20.3	32	13.5	22.4	38.4	20.2	13.6	5.9	3.1	12.3	38.4
1991	12.9	30.2	15.7	7.9	18.3	19.9	16.2	46.66	63.4	8.2	8.1	1.3	63.4
1992	7.2	5.2	30.1	54	19.5	11.1	10.6	3.9	25.5	17.3	0.4	5.6	54
1993	4.1	10.7	17.2	44.3	18.8	23.8	5.9	13	1.4	0.6	1.7	0.7	44.3
1994	7.3	21.5	3.7	27.4	59.9	7.1	21.2	14.9	3.8	11.9	0	7.8	59.9
1995	10.2	10.2	12.2	11.7	36.1	28.3	17.4	24.5	30.8	4.2	7	3.9	36.1
1996	8.1	8.4	9	16.5	21.4	5.6	22.8	14.8	3	13.7	0.4	11.4	22.8
1997	17.3	33.5	25.3	17.2	9.7	36.8	6.6	32.1	25.5	6.4	0.4	6.6	36.8
1998	21.9	12.8	48	15.2	32.2	18	10.4	20.5	15.9	10.9	4.2	1.2	48
1999	45.4	7.9	14	35.3	10.6	4.6	5.8	7.8	43.3	18.5	2.8	3.9	45.4
2000	7.9	41.3	13	12.1	45	25.6	8.7	9.5	16.7	0	0	1.2	45

2001	16.6	11.8	5.5	7.3	8.8	23.6	12.5	8.9	4.4	2.3	11.2	5.2	23.6
2002	4.8	14.2	27.9	25.7	50.2	12.7	7.5	44.9	14.1	2.2	1.1	0.8	50.2
2003	40.5	18.2	10.1	31.7	19.7	8.7	12.3	21.9	11.7	16.9	0	1.7	40.5
2004	17.7	12.6	72.3	37.5	17.1	16.6	21.1	28.7	4.4	3.1	3.5	2.3	72.3
2005	10.3	5.3	6.1	18.8	22.5	17.3	13.3	10.3	35.4	2.2	2.3	4.8	35.4
2006	19.9	28.3	19.8	35.7	6.3	13.2	25.8	16	6.2	7.9	1.4	1.3	35.7
2007	25.2	12.4	11.8	57.8	6.4	8.3	41.6	7.8	24.1	4.1	4	2.3	57.8
2008	9.7	5.4	31.1	9.4	28.7	15.4	19.7	25.4	26.1	1.4	6.9	9.2	31.1
2009	58.1	58.1	33.3	31.6	88.9	67.0	58.1	89.1	55.5	1.1	0	3.4	89.1
2010	12.5	20.3	55.9	12.8	4.8	47	29.3	14.7	38.9	11	11.7	6.8	55.9
2011	6.8	40.5	17.1	17	16.5	19.1	22.9	31.2	5.2	2.4	0	15.2	40.5
2012	53.5	53.5	87.2	91.8	67.2	53.2	77.1	44.4	23.5	5.9	2.6	1.1	91.8
2013	24.4	24.4	51.2	71.3	99.3	77.2	58.9	49.9	34.8	8.9	5.2	2.1	99.3
2014	45.2	45.2	88.9	98.2	77.6	65.3	48.9	50.1	29.9	9.2	1.8	0	98.2
2015	38.5	49.3	93.4	87.7	67.8	58.9	44.3	99.2	33.2	6.7	1.2	0	99.2

(Source : ANRH Constantin)

La série a une période de fonctionnement de 1969 à 2015 qui a été fournie par l'ANRH de Constantin.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 46 années.

Pour notre étude, nous avons travaillé avec le logiciel HYFRAN dans les procédés d'ajustement selon les étapes suivantes :

- 1/ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- 2/ Choisir la formule de probabilité empirique dans notre cas (Hazan).
- 3/ Calculer des caractéristiques de la série.
- 4/ Choix des lois d'ajustement.
- 5/ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- 6/ Ajuster graphiquement les lois choisies.

Les caractéristiques de cette série sont :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières durant 46 ans d'observations :

$$\overline{P_{j,max}} = \frac{\sum P_{j,max}}{n} = \frac{2495.6}{46} = 54.25mm \quad (II-2)$$

- L'écart type :

Pour n supérieur à 30 ans on a :

$$\sigma_{P_{j,max}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{j,max} - \overline{P_{j,max}})^2}{n}} = 24.61mm \quad (II-3)$$

- Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{j,max}}}{\overline{P_{j,max}}} = 0.45 \quad (II-4)$$

Remarque :

La valeur du coefficient de variation Cv (indicateur d'homogénéité) indique que les précipitations maximales journalières Pj.max de notre station sont relativement dispersées.

Tableau II-3:Caractéristiques empiriques de la série d'observation.

Caractéristiques	valeurs
Nombre d'années d'observation (ans)	46
La somme des P _{j,max} (mm)	2495.6
Valeur maximum (mm)	117.8
Valeur minimum (mm)	22.8
La moyenne des P _{j,max} (mm)	54.25
L'écart type des P _{j,max} (mm)	24.61
Coefficient de variation	0.45
Exposant climatique	0.37

II.3 Choix de loi d'ajustement :

On remarque que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, c'est pour ça il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques.

Tableau II-4:Différentes lois d'ajustement.

loi	Fonction de densité de probabilité
Exponentielle	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left(-\frac{x-m}{\alpha}\right)$
GEV	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}-1} \exp\left\{-\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}}\right\}$
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right]$

Log-Normal2	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(\ln(x) - \mu)^2}{2\sigma^2} \right]$
--------------------	---

Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur le papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Pour notre travail, l'ajustement sera fait par les trois lois :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON.
- La loi GEV.

Mais avant de passer à l'ajustement, on doit vérifier l'homogénéisation de la série car il y a plusieurs lois d'ajustement et ne peuvent être appliquées que si les conditions d'homogénéité-stationnarité sont réunies.

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique :

II.3.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (manuelle) :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-5})$$

Tel que «y» la variable réduite de la loi de GUMBEL :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (\text{II-6})$$

Avec :

x : Précipitation maximale journalière (variable étudiée) (mm).

x_0 : Paramètre de position (ordonnée à l'origine) (mm).

α : Paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) (appelé aussi : gradex).

Le procédé consiste de :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observation.

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (\text{II-8})$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 ».
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL :

- La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = \alpha y + x_0$$

Avec :

$$\alpha = \frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \quad \text{et} \quad x_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{Y}$$

- Calcul de la pente de la droite de GUMBEL :

$$\alpha = \frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) 24.61 = 19.18 \text{ mm} \quad (\text{II-9})$$

- Calcul de l'ordonnée à l'origine :

$$x_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{Y} \quad (\text{II-10})$$

Tel que la moyenne de la variable réduite de GUMBEL : $\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{46} y_i}{N} = 0.56 \text{ mm}$ (II-11)

Donc : $x_0 = 54.25 - \frac{1}{19.18} * 0,56 = 43.5 \text{ mm}$ (II-12)

- La droite de GUMBEL devient :

$$x = 19.18 y + 43.5$$

$$P_{max,j}(p\%) = 19.18 y + 43.5$$

La précipitation maximale journalière pour une période de retour de 10 ans c.à.d. une fréquence au non dépassement :

$$F(x) = 10\% \quad \text{ou} \quad y = -\ln [-\ln (90\%)] = 2.25$$

L'intervalle de confiance du quantile : $P_{max,j} (10\%) : P (70.8 < 82.5 < 94.2) = 95\%$

Coefficient de corrélation :

Le coefficient de corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques est donné par la relation suivante :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{46} (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

P : valeurs expérimentales des précipitations maximales journalières.

Y : valeurs théoriques des précipitations maximales journalières.

Donc : $r = 0,93 > 0,8$ on remarque que la corrélation est acceptable.

Résultats d’ajustement avec HYFRAN :

Tableau II-5: Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).

T	q	X_T	Standard déviation	Confidence intervalle (95%)
10000.0	0.9999	204	19.7	165-242
2000.0	0.9995	176	16.5	143-208
1000.0	0.9990	164	15.1	134-193
200.0	0.9950	135	11.9	112-159
100.0	0.9900	123	10.5	103-144
50.0	0.9800	111	9.13	93.3-129
20.0	0.9500	95.0	7.33	80.7-109
10.0	0.9000	82.5	5.97	70.8-94.2
5.0	0.8000	69.4	4.64	60.3-78.5
3.0	0.6667	59.0	3.69	51.8-66.3
2.0	0.5000	49.7	3.00	43.8-55.6
1.4286	0.3000	40.1	2.60	35.0-45.2
1.2500	0.2000	35.1	2.57	30.0-40.1
1.1111	0.1000	28.8	2.71	23.5-34.1
1.0526	0.0500	24.3	2.93	18.5-30.0
1.0204	0.0200	19.6	3.23	13.3-25.9
1.0101	0.0100	16.8	3.44	10.0-23.5
1.0050	0.0050	14.3	3.64	7.20-21.5
1.0010	0.0010	9.72	4.04	1.80-17.6
1.0005	0.0005	8.05	4.19	-0.160-16.3
1.0001	0.0001	4.71	4.51	-4.12-13.5

Le choix effectué :

T	q	P_{J,MAX}	Intervalle de confiance	U	α
10	0.9	82.5	70.8-94.2	43.34	17.397

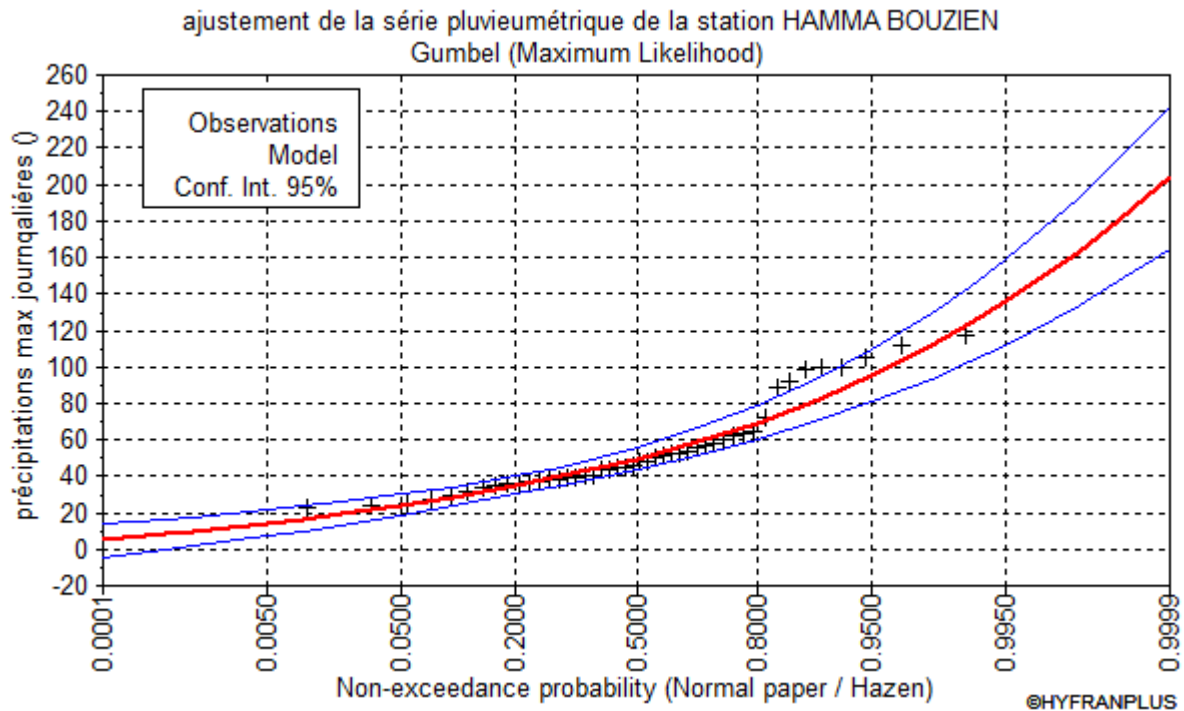


Figure II-2: Ajustement graphique à la loi Gumbel.

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

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II-14}$$

Tel que « u » la variable réduite de GAUSS :

$$(II-15) u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

Le procédé à l'ajustement consiste au :

- Classement des valeurs par ordre croissant et calculer la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale.
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\log x$ et $\sigma_{\log x}$.
- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique.
- Détermination de la droite de GALTON : $\log_x(p\%) = \overline{\log x} + u_{p\%} \sigma_{\log x}$ (II-16)
- Détermination de la valeur extrême ou graphiquement sur la droite, ou analytiquement par :

$$xp\% = 10^{\log_x(p\%)} \tag{II-17}$$

D'où : $xp\% = 10^{\overline{\log x} + u_{p\%} \sigma_{\log x}}$ (II-18)

$u_{p\%}$: variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10% ; $u_{p\%} = 1,28$

Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GALTON :

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

$$\log_X(p\%) = \overline{\log x} + u_{p\%} \sigma_{\log x} \tag{II-19}$$

avec: $\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^N \log x}{N}$ et $\sigma_{\log x} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (P_{max,j} - \overline{P}_{max,j})^2}$

- Calcul de la pente de la droite de GALTON

$$\sigma_{\log x} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P}_{max,j})^2} = 0,42 \tag{II-20}$$

- Calcul de l'ordonnée à l'origine :

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^N \log x}{N} = \frac{\sum_{i=1}^{46} \log x}{46} = 3,9 \tag{II-21}$$

- L'équation totale devient :

$$\log_X(p\%) = 3,9 + 0,42 u \tag{II-22}$$

A partir de la formule de la droite nous obtenons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10%.

Donc la variable réduite de gauss pour une fréquence donnée 10% égale $u_{p\%} = 1,28$.

D'où : $\log_X(p\%) = 5.53$ et $P_{max,j,10\%} = 85.2 \text{ mm}$.

Résultats d'ajustement avec HYFRAN :

Tableau II-6: Résultats de l'ajustement à la loi Log normale (Hyfran).

T	q	XT	Standard déviation	Confidence intervalle (95%)
10000.0	0.9999	239	42.5	156-323
2000.0	0.9995	200	31.9	137-262
1000.0	0.9990	183	27.8	129-238
200.0	0.9950	148	19.3	110-185
100.0	0.9900	133	16.1	101-164
50.0	0.9800	118	13.1	92.5-144
20.0	0.9500	99.4	9.59	80.6-118
10.0	0.9000	85.2	7.22	71.1-99.4
5.0	0.8000	70.7	5.16	60.6-80.8
3.0	0.6667	59.4	3.88	51.8-67.0
2.0	0.5000	49.5	3.09	43.4-55.6

1.4286	0.3000	39.7	2.65	34.5-44.8
1.2500	0.2000	34.7	2.53	29.7-39.6
1.1111	0.1000	28.8	2.44	24.0-33.5
1.0526	0.0500	24.7	2.38	20.0-29.3
1.0204	0.0200	20.7	2.30	16.2-25.2
1.0101	0.0100	18.5	2.24	14.1-22.9
1.0050	0.0050	16.6	2.18	12.4-20.9
1.0010	0.0010	13.4	2.03	9.39-17.3
1.0005	0.0005	12.3	1.96	8.43-16.1
1.0001	0.0001	10.2	1.82	6.68-13.8

Nous avons opté pour le choix suivant :

T	q	P _{J,MAX}	Intervalle de confiance	sigma	mu
10	0.9	85.2	71.1-99.4	0.43	3.90

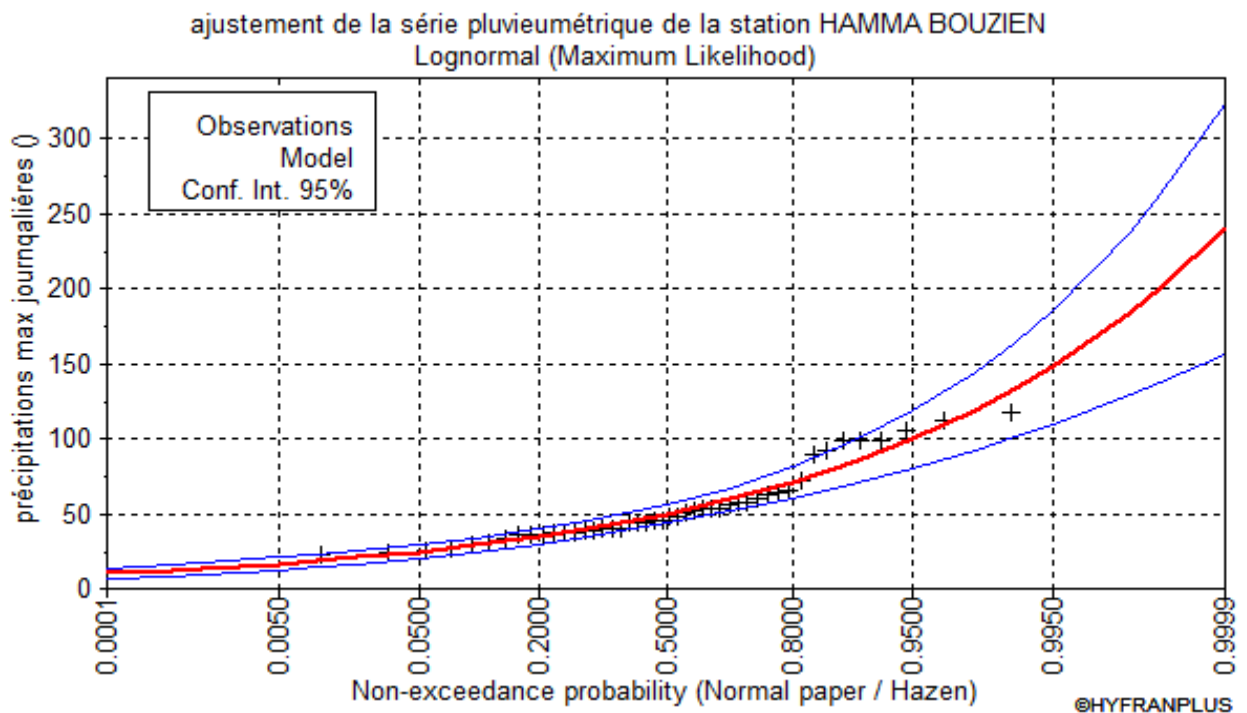


Figure II-3: Ajustement graphique à la loi Log normale.

II.3.1.3 Ajustement à la loi GEV :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II-23}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \tag{II-24}$$

Avec :

x : Variable étudiée ($P_{\max, j}$).

u : Paramètre de position.

α : Paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : Paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \tag{II-25}$$

Les paramètres de la loi :

$$u = 41.67\text{mm}$$

$$\alpha = 15.42$$

$$k = -0.21$$

Résultats de l'ajustement :

Tableau II-7: Résultats de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).

T	q	XT	Standard déviation	Confidence intervalle (95%)
100.0	0.9900	162	40.5	82.2 - 241
50.0	0.9800	135	27.2	81.9 - 188
20.0	0.9500	105	15.1	75.7 - 135
10.0	0.9000	86.1	9.31	67.9 - 104
5.0	0.8000	68.9	5.67	57.8 - 80.0
3.0	0.6667	57.0	4.01	49.2 - 64.9
2.0	0.5000	47.5	3.06	41.6 - 53.5
1.4286	0.3000	38.9	2.37	34.2 - 43.5
1.2500	0.2000	34.7	2.12	30.5 - 38.8
1.1111	0.1000	29.9	2.00	26.0 - 33.8
1.0526	0.0500	26.6	2.10	22.5 - 30.7
1.0204	0.0200	23.4	2.36	18.8 - 28.0

1.0101	0.0100	21.5	2.60	16.4 - 26.6
1.0050	0.0050	20.0	2.84	14.4 - 25.6
1.0010	0.0010	17.2	3.38	10.6 - 23.8
1.0005	0.0005	16.2	3.60	9.18 - 23.3
1.0001	0.0001	14.3	4.06	6.39 - 22.3

Notre choix est la suivant :

T	q	P _{J.MAX}	Intervalle de confiance	alpha	k	U
10	0.9	86.1	67.9-104	15.42	-0.211	41.67

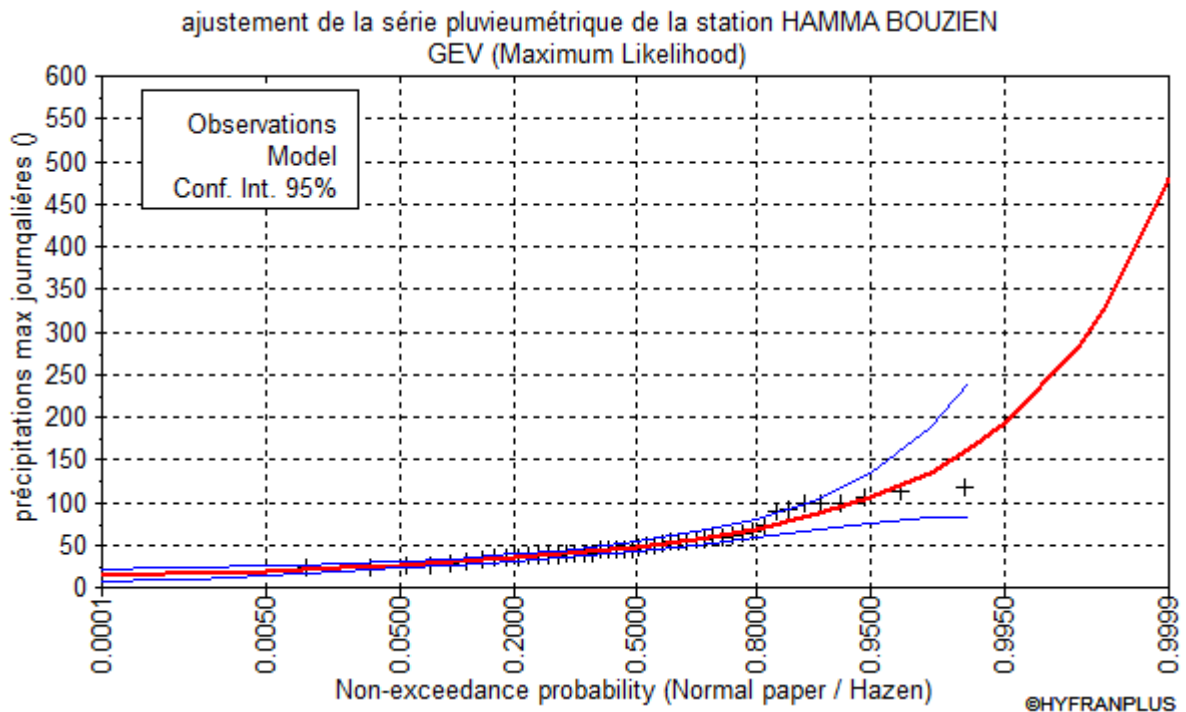


Figure II-4: Ajustement graphique à la loi GEV.

II.3.2 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 est adaptable. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

II.3.2.1 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, on remarque que :

- La loi de Gumbel donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois (GEV et Galton), vu que l’allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives donc la loi est inadéquate (rejeter).
- L’ajustement graphique à la loi GEV et à celle de Galton est meilleur : les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

II.3.2.2 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 valeurs calculées et les valeurs 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 comme suit :

Tableau II-8: Test d’adéquation de la loi de GEV et la loi de Galton.

Loi d’ajustement	χ^2	P	Conclusion
GEV	7,61	0,1792	H ₀ à un niveau de signification de 5 %
Log-Normal	8,78	0,1862	H ₀ à un niveau de signification de 5 %

L’interprétation des résultats de test d’adéquation :

La condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Pearson montre que les lois Log-normale et de GEV sont adéquates.

Sachant que l’adéquation de l’ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les deux, alors on va prendre la loi qui a la plus grande précipitation.

Après la comparaison entre les deux lois on a trouvé que la loi GEV est la plus adéquate.

II.3.3 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

On va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités, se basant sur les résultats de l’ajustement à la loi **GEV**.

II.3.3.1 Pluies de courte durée :

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

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \tag{II-26}$$

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 Constantine, on a : $b = 0.37$.

II.3.3.2 Intensités de courte durée :

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

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)} \tag{II-27}$$

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

Tableau II-9:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

T	5ans		10ans		20ans		50ans		100ans	
$P_{MAX,J}$	68.9mm		86.1mm		105mm		135mm		162mm	
t (h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)	P_t (mm)	I_t (mm/h)
0.1	9.07	90.69	11.33	113.32	13.82	138.20	17.77	177069	21.32	213.22
0.2	11.72	58.60	14.65	73.23	17.86	89.30	22.96	114.82	27.56	137.78
0.25	12.73	50.91	15.91	63.62	19.40	77.59	24.94	99.76	29.93	119.71
0.5	16.45	32.90	20.56	41.11	25.07	50.14	32.23	64.46	38.68	77.35
0.75	19.11	25.48	23.88	31.84	29.13	38.83	37.45	49.93	44.94	59.92
1	21.26	21.26	26.57	26.57	32.40	32.40	41.65	41.65	49.98	49.98
2	27.47	13.74	34.33	17.17	41.87	20.93	53.83	26.92	64.60	32.30
3	31.92	10.64	39.89	13.30	48.65	16.22	62.54	20.85	75.05	25.02
4	35.51	8.88	44.37	11.09	54.11	13.53	69.57	17.39	83.48	20.87
5	38.56	7.71	48.19	9.64	58.77	11.75	75.56	15.11	90.67	18.13
6	41.25	6.88	51.55	8.59	62.87	10.48	80.83	13.47	97.00	16.17
7	43.67	6.24	54.58	7.80	66.56	9.51	85.57	12.22	102.69	14.67
8	45.89	5.74	57.34	7.17	69.93	8.74	89.91	11.24	107.89	13.49
9	47.93	5.33	59.90	6.66	73.04	8.12	93.91	10.43	112.70	12.52

10	49.84	4.98	62.28	6.23	75.95	7.59	97.65	9.76	117.18	11.72
11	51.62	4.69	64.51	5.86	78.67	7.15	101.15	9.20	121.38	11.03
12	53.31	4.44	66.62	5.55	81.25	6.77	104.46	8.71	125.35	10.45
13	54.92	4.22	68.63	5.28	83.69	6.44	107.60	8.28	129.12	9.93
14	56.44	4.03	70.53	5.04	86.02	6.14	110.59	7.90	132.71	9.48
15	57090	3.86	72.36	4.82	88.24	5.88	113.45	7.56	136.14	9.08
16	59.30	3.71	74.11	4.63	30.37	5.65	116.19	7.26	139.43	8.71
17	60.65	3.57	75.79	4.46	92.42	5.44	118.83	6.99	142.59	8.39
18	61.94	3.44	77.41	4.30	94.40	5.24	121.37	6.74	145.64	8.09
19	63.19	3.33	78.79	4.16	96.31	5.07	123.82	6.52	148.59	7.82
20	64.41	3.22	80.48	4.02	98.15	4.91	126.19	6.31	151.43	7.57
21	65.58	3.12	81.95	3.90	99.94	4.76	128.49	6.12	154.19	7.34
22	66.72	3.03	83.37	3.79	101.67	4.62	130.72	5.94	156.87	7.13
23	67.82	2.95	84.75	3.68	103.36	4.49	132.89	5.78	159.47	6.93
24	68.90	2.87	86.10	3.59	105.00	4.38	135.00	5.63	162.00	6.75

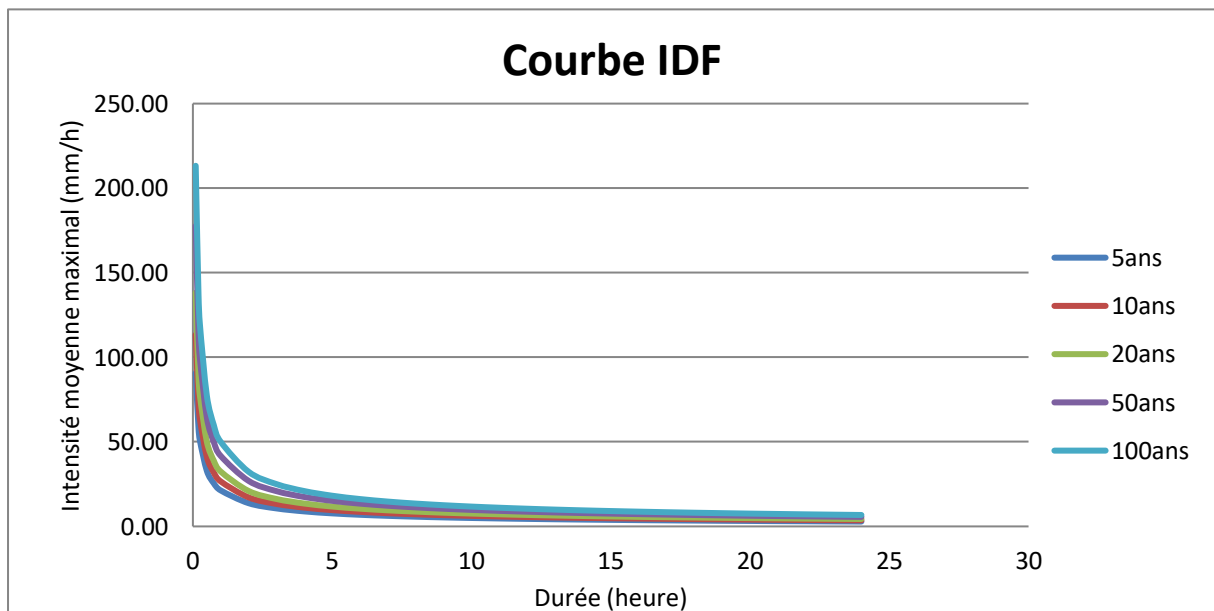


Figure II-5: Courbe intensité-durée-fréquence.

II.3.4 Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d’assainissement, et concernant l’estimation des débits pluviaux, on s’intéresse généralement à l’intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée :

$$t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$$

Et une période de retour : $T = 10$ ans

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau III-12, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 63.62 \text{ mm/h}$$
$$q_{15\text{min},10\%} = \frac{63.62 \times 10000}{3600} = 176.72 \text{ L/s/ha}$$

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

Conclusion :

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

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre l'intensité de pluie d'une durée de 15 minutes et de fréquence 10% par la loi de GEV :

$$i_{15\text{min},10\%} = 63.62 \text{ mm/h}$$

D'où nous trouvons que la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviale de la manière suivante :

$$q = 177 \text{ L/s/ha}$$

Chapitre III:

Calcul de base

Introduction :

L'assainissement désigne l'ensemble des moyens et d'équipements de collecte, de transport, et d'épuration des eaux usées et pluviales avant leur rejet dans le milieu naturel.

Quelque soit la nature, un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à deux préoccupations, à savoir assurer :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles.
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1 Situation démographique :

La population de la ville de **Draa Ben Khelfa** est estimée à 2800 habitants avec un taux d'accroissement égal à 2.3% D'après les données de l'APC de Tiberguent.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée.

Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 5 ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour cette étude, nous prévoyons une estimation à long terme jusqu'à l'horizon 2060 (40ans).

Pour cela on se référera à la formule de croissance géométrique à l'aide de l'équation des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + T)^n \tag{III-1}$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence (2800 habitants en 2020).

T : Taux de croissance de la population considérée (2.3%).

n : Ecart d'années entre les deux horizons.

Tableau III-1: Perspectives d'évolution de la population futur.

Horizon	2020	2030	2040	2050	2060
Nombre d'habitant	2800	3515	4412	5539	6953

III.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

III.2.1 Définition :

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

III.2.2 Choix de la limite des sous bassins :

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considéré comme limites :

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

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants -voir le plan de masse (planche n°1)-.

Tableau III-2: Découpages des sous bassins.

N° SB	Ai (ha)
I	10.23
II	9.3
III	10.5
IV	7.6
V	8.1
VI	9.5
VII	9
VIII	10
XI	8.7

III.3 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

III.3.1 Définition de système d'évacuation :

On appelle système d'évacuation des eaux, l'ensemble des dispositifs et des produits utilisés et raccordés entre eux, et ce, afin d'évacuer les pluviales ainsi que les eaux usées d'un bâtiment individuel ou collectif.

Mis en place dans le cadre de l'assainissement, le système d'évacuation des eaux vise des objectifs :

- D'évacuer les pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement

- D'évacuer les eaux usées (eaux vannes, ménagères,..) provenant des habitations appelées également des eaux domestiques.
- Les eaux usées provenant des industries et services publics.

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossé, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs.

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et pluviales, on a divers systèmes d'évacuation qui se présentent :

- système unitaire.
- système séparatif.
- système pseudo séparatif.

III.3.2 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.

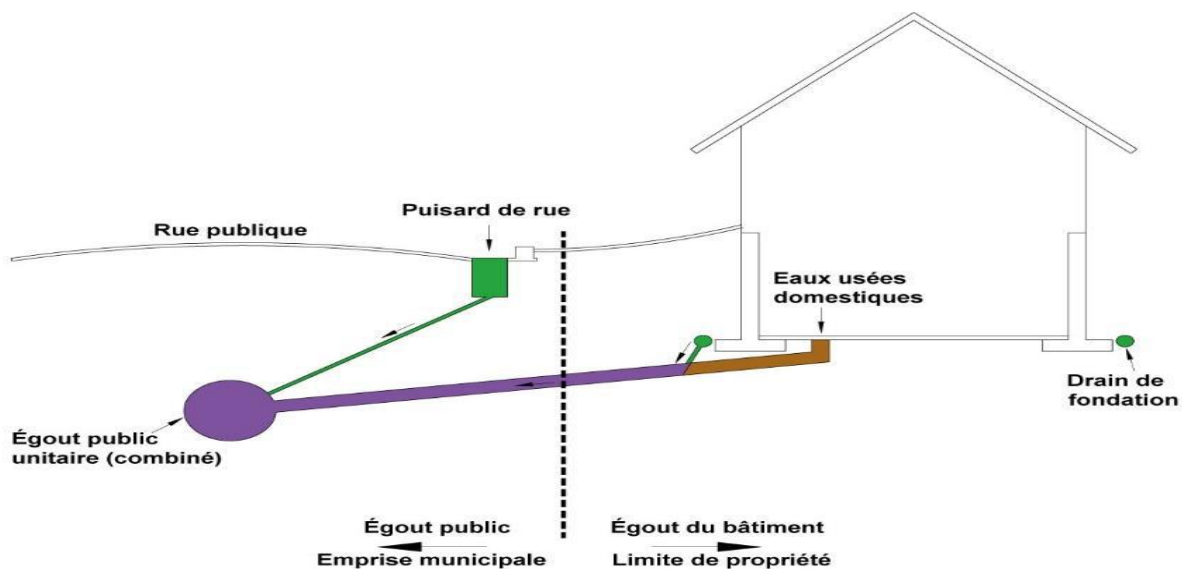


Figure III-1:schéma représentatif des branchements dans le système unitaire. (Source : www.gatineau.ca)

Tableau III-3:Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire.

<p>Domaine d'utilisation privilégié</p>	<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 faux 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)

III.3.3 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.

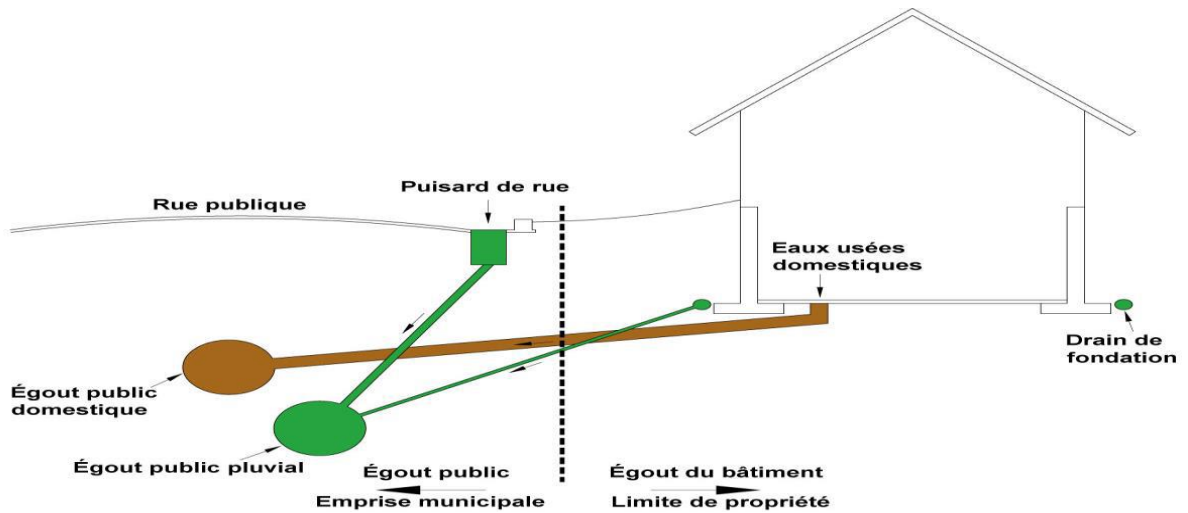


Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

(Source : www.gatineau.ca)

Tableau III-4: Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif.

<p>Domaine d'utilisation privilégié</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Petites et moyennes agglomérations. • Extension des villes. • Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
<p>Avantages</p>	<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, ...)
<p>Inconvénients</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Encombrement important du sous-sol. • Coût d'investissement élevé. • Risque important d'erreur de branchement.
<p>Contraintes d'exploitation</p>	<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)

III.3.4 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.

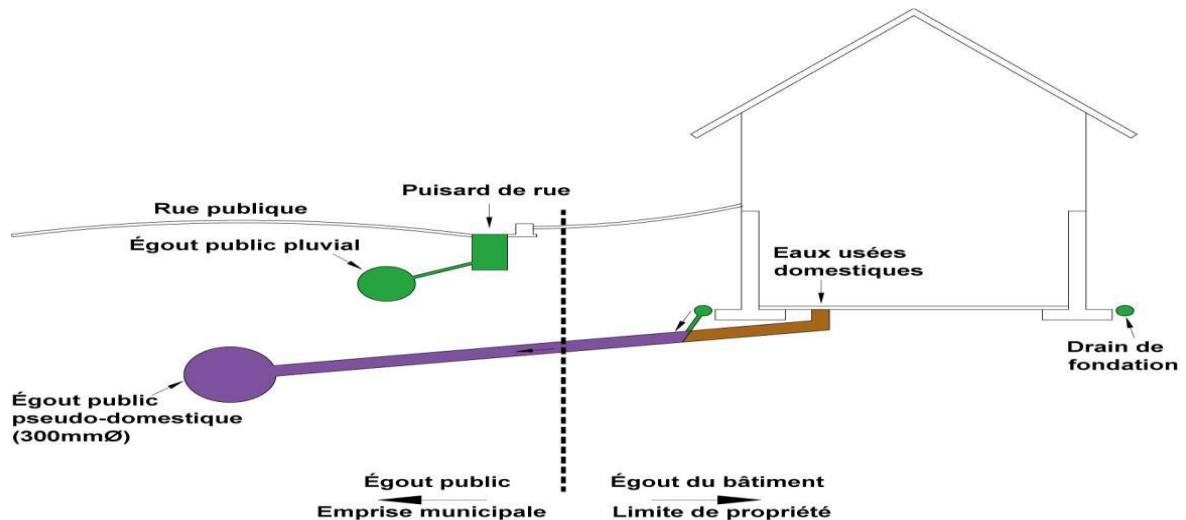


Figure III-3schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.

(Source : www.gatineau.ca)

III.3.5 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.3.6 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.4 Choix entre les systèmes d'assainissement :

Généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte :

- De la topographie locale, du régime de précipitation atmosphérique, la nature du terrain, la durée de temps sec précédant le ruissellement, le tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilisation des soles, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.
- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.
- De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration), une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....).

- Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en autre par exemple : système unitaire ou séparatif).
- Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de sur verses d'orage, donc il faut tenir compte les conditions de rejet.
- D'exploitation tenant, par exemple : à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain.ces raisons pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage).
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- De la sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome. Ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

III.5 Schéma d'évacuation des eaux :

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

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

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

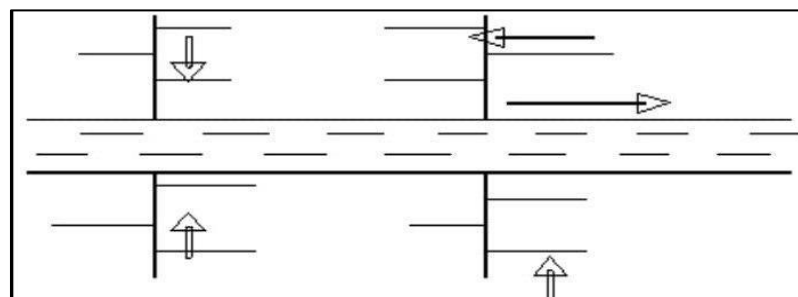


Figure III-4:Schéma perpendiculaire.

III.5.2 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.

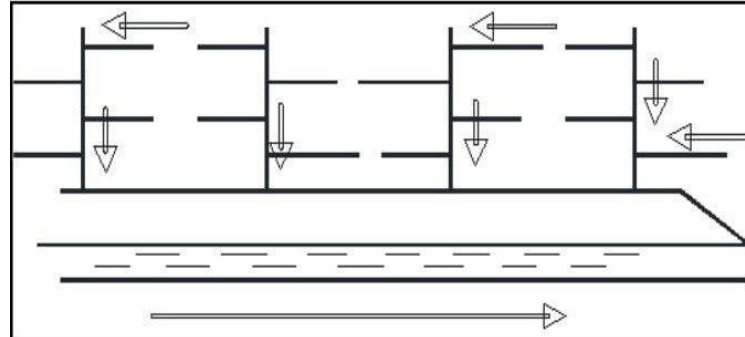


Figure III-5:Schéma par déplacement latéral.

III.5.3 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.

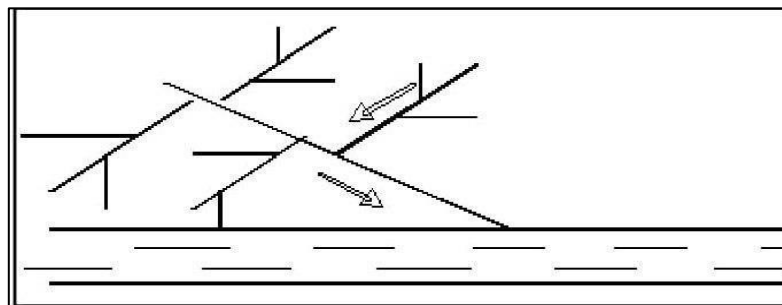


Figure III-6:Schéma à collecteur transversal ou oblique.

III.5.4 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.

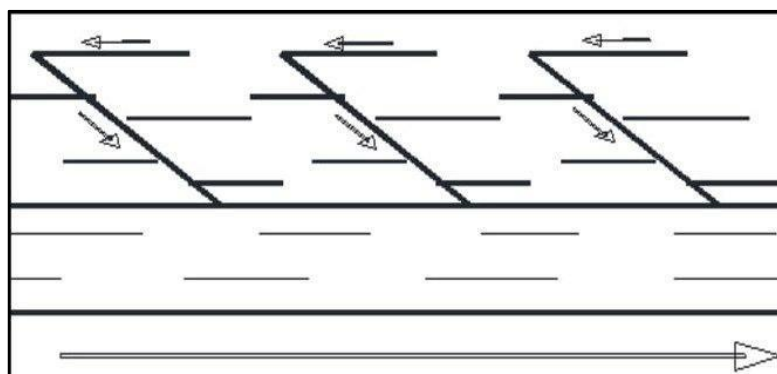


Figure III-7:Schéma par zones étagées.

III.5.5 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).

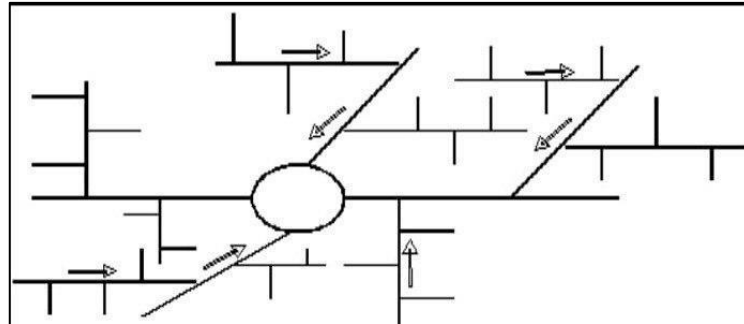


Figure III-8:Schéma radial.

→ Pour notre cas, en tenant compte que la disposition d'agglomération et le relief de la zone d'étude; d'où on optera à un **schéma de collecteur transversal ou oblique**.

III.6 Principe du tracé des collecteurs :

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

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

Les conditions qu'on doit suivre lors du tracé des collecteurs :

1. Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
2. Les contre inclinaisons sont à éviter, si possible.
3. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.
4. Lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :

- Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes :

Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompes aux collecteurs. En général, les épaisseurs de terre au-dessus des canaux ne devaient ne pas dépasser 2 m à 2,5 m.

- La résistance au gel des canaux :

L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement (c) :

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport de volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré.

Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluvial du simple au double. C'est pour cela que lors du découpage en surfaces élémentaires, il faut que ces dernières aient d'une façon approchée des coefficients de ruissellement qui se rapprochent du point de vue valeur afin de minimiser des calculs erronés possibles.

La valeur du coefficient de ruissellement varie entre (0,05 à 1), et dépend de plusieurs facteurs tels que :

- La nature du sol.
- La pente (l'inclinaison du terrain).
- Le temps de chute de pluie.
- La durée de pluie.
- Les surfaces.
- La capacité de la surface à retenir l'eau.
- L'humidité de la surface.
- L'humidité de l'air.
- La température.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La vitesse et la direction du vent.

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 0-5: 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.)

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

Tableau III-6: 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)

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

Tableau III-7: 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)

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

Tableau III-8: 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 : Polycope P^r SALAH BOUALEM)

Pour un bassin de différents modes d'occupation, le coefficient de ruissèlement est défini comme la moyenne pondérée des coefficients de ruissèlement et les surfaces relatives à chaque mode.

III.8 Calcul de la population de chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exacte du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier. On :

- Estime le coefficient de ruissèlement.
- Calcule le coefficient de ruissèlement pondéré total.
- Calcul la densité partielle de chaque sous bassin.
- Déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

Les résultats sont présentés dans le tableau III-9 au dessous.

III.9 Calcul du coefficient de ruissèlement pondéré total :

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

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

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissèlement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin.

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i C_{ri}}{A} = 0.65$$

III.10 Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \tag{III-3}$$

Avec :

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

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l’horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha).

Les résultats sont présentés dans le tableau III-9 au dessous.

III.11 Calcul du nombre d’habitant de chaque surface élémentaire :

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

$$P_i = D_i * A_i \tag{III-4}$$

Avec :

P_i : Population partielle du sous bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

Tableau III-9: Détermination du coefficient de ruissellement, la densité partielle et la population pour chaque sous bassin.

N° du sous bassin	Ai (ha)	La Nature des surfaces Si (% et calcul de surface en ha)			Cri	Cr	Di	Pi
I	10,23	habitation existante	0,30	3,07	0,65	0,60	77,86	797
		route	0,36	3,69	0,90			
		espace	0,05	3,48	0,17			
II	9,3	équipement existant	0,15	2,40	0,75	0,70	91,85	854
		habitation existant	0,53	4,93	0,65			
		espace	0,10	1,47	0,16			
		route	0,27	2,51	0,90			
III	10,5	foret	0,10	1,05	0,11	0,63	79,93	839
		espace	0,05	0,53	0,03			
		habitation existant	0,50	1,26	0,63			
		route	0,30	3,15	0,90			
IV	7,6	foret	0,10	0,76	0,08	0,61	81,67	621
		habitation existant	0,40	3,04	0,65			

		espace	0,06	1,02	0,06			
		route	0,37	2,53	0,90			
V	8,1	cimetière	0,09	0,73	0,07	0,56	72,77	589
		habitation existant	0,30	2,43	0,73			
		espace	0,05	2,35	0,12			
		route	0,32	2,59	0,90			
VI	9,5	foret	0,10	0,95	0,10	0,63	81,73	776
		habitation existant	0,55	1,31	0,66			
		espace	0,06	0,61	0,04			
		route	0,36	2,47	0,90			
VII	9	équipement existant	0,09	2,81	0,25	0,66	84,44	760
		habitation existant	0,38	1,73	0,65			
		espace	0,05	1,89	0,09			
		route	0,32	2,88	0,90			
VIII	10	équipement existant	0,60	1,08	0,65	0,71	91,79	918
		habitation existant	0,31	3,04	0,94			
		espace	0,08	1,20	0,10			
		route	0,21	1,83	0,75			
XI	8,7	équipement existant	0,60	1,08	0,65	0,71	91,79	799
		habitation existant	0,32	1,57	0,50			
		espace	0,18	0,09	0,02			
		route	0,15	1,40	0,75			

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et précisé du choix de système et de schéma d'évacuation à adopter.

Nous avons également procédé au découpage de notre agglomération en surfaces élémentaires en fonction de la nature de la surface, ce qui nous permet d'estimer le coefficient de

ruissellement d'une façon plus adéquate, dans le but de minimiser les erreurs de calcul hydraulique.

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

1. L'horizon de calcul sera 2060 avec une population future de 6953 habitants.
2. Le système d'assainissement adopté pour la zone d'étude est le système unitaire.
3. Le schéma par collecteurs transversal (ou oblique).
4. On déduit 9 sous bassins à la suite du découpage.

Chapitre IV :

Estimation des débits à évacuer

Introduction :

Avant d'entamer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminés, le plus rapidement possible, loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination de l'être humain par des maladies à transmission hydrique .donc une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est indispensable et qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets. Ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée.

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées :**IV.1.1 Généralités :**

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Ces rejets doivent être évacués le plus rapidement possible et par le moyen le plus sûr afin d'éviter toute contamination de l'être humain ou pollution de l'environnement, d'ou ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

L'évaluation des débits des eaux usées nous permet de connaître les quantités de ces derniers aux heures de pointe ce qui conditionne la détermination des sections des canalisations, ainsi que les flots minimaux qui permettent d'apprécier les capacités d'auto-curage des canalisations.

IV.1.2 Nature des eaux usées à évacuer :

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

1. Les eaux usées domestiques :

Ces eaux proviennent des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement des eaux ménagères (les eaux des vaisselles. de lavage. de bain et de douche) et des eaux de vannes (les eaux provenant des sanitaires).

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants : type d'habitations, leurs degrés de confort et la dotation en eau potable.

2. Eaux usées du service public :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics (cours. rue...) et des établissements ou des équipements publics (administratifs. éducatifs. touristiques. sanitaires et autres services d'utilité publique).

Les eaux usées des services publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales. sauf dans le cas d'un système unitaire.

3. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses activités industrielles. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité et la qualité d'eaux évacuées dépendent de plusieurs paramètres comme suit :

- La nature de l'industrie (Fabrications ou de transformations).
- Le procédé de fabrication utilisé.
- Le taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, on prend en considération la quantité des eaux d'évacuation.

Cette dernière dépend des paramètres suivants:

- La température élevée des eaux qui peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations. les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent, ce qui exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle. Pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives, des substances toxiques et parfois même des métaux lourds.

4. Eaux parasites :

Les eaux claires parasites désignent 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 de mauvaise qualité (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.
- Fissures dans les conduites.
- Mauvaise mise en œuvre des regards.
- Absence des bouches d'égout sélectives près des stations d'épuration.
- Les racines des arbres cherchant l'humidité qui peuvent fissurer les collecteurs.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0.05 et 0.15 l/s/ha.

IV.1.3 Consommation d'eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres, à savoir :

- La disponibilité des ressources.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la ville de Draa Ben Khelfa en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **150 l/j/ha**.

IV.1.4 Estimation des débits des eaux usées :

Ces débits permettent l'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer journallement à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode de d'occupation du sol.

Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. L'eau à évacuer n'est que de 70% à 80% l'eau potable consommée.

IV.1.4.1 Evaluation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous saisissons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab.

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation, ce qu'on appelle le coefficient de rejet (K_r).

IV.1.4.1.1 Évaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{K_r * D * N}{86400} \quad (\text{IV-1})$$

$Q_{\text{moy.j}}$: Le débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

K_r : Le coefficient de rejet pris égal à 80%.

D : La dotation journalière prise égale à 150 l/j.hab.

N : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude (6953hab).

IV.1.4.1.2 Évaluation des débits de pointe :

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

K_p : Coefficient de pointe.

$Q_{moy.j}$: Le débit moyen journalier (l/s).

Coefficient de pointe peut être :

- Estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14$$

$$K_p = 24/10$$

- Relié à la position de la conduite dans le réseau :

En tête du réseau : $K_p = 3$

A proximité de l'exutoire : $K_p = 2$

- Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad \text{si } Q_{moy.j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad \text{(IV-3)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy.j} < 2.8 \text{ l/s}$$

Tableau IV-1: Estimation des débits des eaux usées domestiques.

N°SB	Ni	Cr	Dotation (l/j/hab)	$Q_{max.j}^{dom}$ (l/s)	K_p	Q_{pte}^{dom} (l/s)
I	797	0,8	150	1,1069	3	3,32
II	854	0,8	150	1,1861	3	3,56
III	839	0,8	150	1,1653	3	3,50
IV	621	0,8	150	0,8625	3	2,59
V	589	0,8	150	0,8181	3	2,45
VI	776	0,8	150	1,0778	3	3,23
VII	760	0,8	150	1,0556	3	3,17
VIII	918	0,8	150	1,2750	3	3,83
XI	799	0,8	150	1,1097	3	3,33

IV.1.4.2 L'estimation des eaux usées des équipements :

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

Tableau IV-2: Estimation des débits des eaux usées des équipements.

N°SB	Equipements		Unités	Nbr d'éléments	Dotation (l/j/hab)	$Q_{max.j}^{equi}$ (l/s)	$Q_{max.j}^{equi.tol}$ (l/s)
I	ferme d'élevage	bovins	Têtes	250	70	0,1620	0,2472
		ovins		150	60	0,0833	

		volailles		200	01	0,0019	
II	Mosquée		fidèle	600	05	0,0278	0,1204
	CEM		élève	500	10	0,0463	
	école		élève	200	05	0,0093	
	marchée		M ²	400	10	0,0370	
III	pas d'équipements		-	-	-	-	-
IV	pas d'équipements		-	-	-	-	-
V	pas d'équipements		-	-	-	-	-
VI	ferme d'élevage	bovins	têtes	200	70	0,1296	0,1875
		ovins		100	60	0,0556	
		Volailles		250	01	0,0023	
VII	CEM		Elève	800	10	0,7407	1,3935
	mosquée		fidele	1200	05	0,5556	
	Equipements projetés		personne	70	15	0,0972	
VIII	post		fonctionnaire	15	15	0,0208	0,9931
	école		élève	500	05	0,2315	
	Centre de santé		malade	40	200	0,7407	
XI	Siège APC		fonctionnaire	70	15	0,0972	1,7176
	Locaux commerciaux		personne	100	10	0,0926	
	Marché		M ²	300	05	0,1389	
	Lycée		élève	1500	10	1,3889	

IV.1.4.3 L'estimation du débit des eaux parasites :

Ce débit est compris entre : 0.05 - 0.15 (l/s/ha).

$$Q_{\text{par}} \text{ (l/s)} = A_i \cdot k \tag{IV-4}$$

Avec: $K = 0.15 \text{ l/s/ha}$

Tableau IV0-3: Estimation des débits d'infiltration.

N°SB	Ai	K	Q _{par} (l/s)
I	10,23	0,15	1,53
II	9,3	0,15	1,40
III	10,5	0,15	1,58

IV	7,6	0,15	1,14
V	8,1	0,15	1,22
VI	9,5	0,15	1,43
VII	9	0,15	1,35
VIII	10	0,15	1,50
XI	8,7	0,15	1,31

IV.1.4.4 Débits totaux des eaux usées à évacuer :

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

Tableau IV-4: Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.

N°SB	Ai	Q_{pte}^{dom} (l/s)	Q_{max}^{equi} (l/s)	Q_{par} (l/s)	Q_{eu}^{tot} (l/s)
I	10,23	3,32	0,23	1.53	5,1
II	9,3	3,56	0,12	1.40	5,07
III	10,5	3,50	-	1.58	5,07
IV	7,6	2,59	-	1.14	3,73
V	8,1	2,45	-	1.22	3,67
VI	9,5	3,23	0,19	1.43	4,85
VII	9	3,17	1,39	1.35	5,91
VIII	10	3,83	0,99	1.50	6,32
XI	8,7	3,33	1,72	1.31	6,35

IV.1.4.5 Évaluation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviaux seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale, Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

IV.1.4.5.1 La méthode rationnelle:

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

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne i supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie A caractérisée par un coefficient de ruissellement C_r .

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

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV-5})$$

Avec:

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

A : surface d'apport (ha).

C_r : coefficient de ruissellement.

i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).

α : Coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.1.4.5.2 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 : $\alpha \leq 1$.

On peut déterminer α selon une des deux approches suivantes :

- **En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques) :**

Pour tenir compte de l'abattement spatial de i , α est donné par les relations empiriques. La distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient réducteur d'intensité α déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

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

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

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \tag{IV-7}$$

Avec :

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

- **En fonction de la nature des pluies [3]**

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte on affecte l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement :
Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur x et de largeur moyennes y drainé par un collecteur 1-2-3.

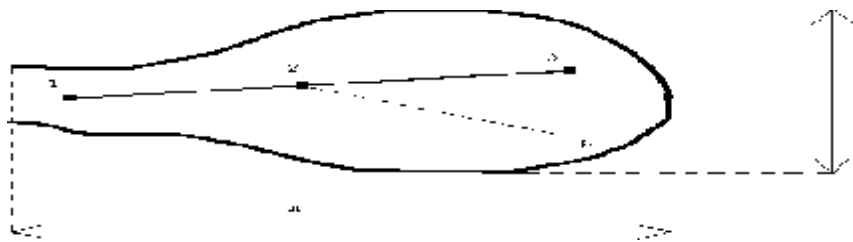


Figure Error! No text of specified style in document.-1 : Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α .

Le point p du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul p-2 distance du point 2 situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point p du bassin considéré.

Tableau IV-5: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α .

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

IV.1.4.5.3 Validité de la méthode rationnelle :

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

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

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

IV.1.4.5.4 Hypothèses de la méthode rationnelle :

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

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

IV.1.4.5.5 Temps de concentration:

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

- Le temps de concentration **tc** se compose de :

t1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \tag{IV-8}$$

Avec :

L : longueur de canalisation (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

t2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.

t3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \tag{IV-9}$$

Avec :

Ls : 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: $t_c = t_1 + t_3$ **(IV-10)**
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$ **(IV-11)**

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

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad \text{(IV-12)}$$

Avec :

L : cheminement hydraulique le plus long (km).

I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

IV.1.4.5.6 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, ...).

IV.1.4.6 Choix de la méthode:

Nous avons choisi la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins des superficies inférieures à 10 ha.

IV.1.4.7 Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient α s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1.

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

Tableau IV-6: Débits des eaux pluviaux à évacuer.

N°SB	A _i (ha)	C _{ri}	α	i(l/s/ha)	Q _{pl} (l/s)
I	10,23	0,6	0,87	177	943,70
II	9,3	0,71	1	177	1166,88
III	10,5	0,62	0,9	177	1035,40
IV	7,6	0,63	1	177	846,14
V	8,1	0,56	1	177	801,60
VI	9,5	0,63	1	177	1057,67
VII	9	0,66	1	177	1049,72
VIII	10	0,71	1	177	1254,71
XI	8,7	0,71	1	177	1091,60

IV.1.4.8 Calcul des débits totaux pour chaque sous bassin :

Tableau IV-7: Débit total à évacuer.

N°SB	A _i (ha)	Q _{eu} ^{tot} (l/s)	Q _{pl} (l/s)	Q _{tot} (l/s)
I	10,23	5,1	943,70	948,8
II	9,3	5,07	1166,88	1171,95
III	10,5	5,07	1035,40	1040,47
IV	7,6	3,73	846,14	849,87
V	8,1	3,67	801,60	805,27
VI	9,5	4,85	1057,67	1062,52
VII	9	5,91	1049,72	1055,63
VIII	10	6,32	1254,71	1261,03
XI	8,7	6,35	1091,60	1097,95

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les débits de rejet de notre agglomération à savoir les débits des eaux usées de différentes natures domestiques et d'équipements, les débits d'infiltration et débits des eaux pluviales à la suite d'un partage en 9 surfaces élémentaires de notre agglomération avec également l'estimation des éléments pour la détermination de leurs débits y correspondants.

D'après les valeurs des débits obtenues, nous constatons que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi nous avons constaté que cette agglomération ne comporte pas des unités industrielles.

Chapitre V:

Diagnostic du réseau existant

Introduction :

Le réseau d'assainissement est l'ensemble des installations associées sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu, les canalisations s'engorgent et se dégradent, les matériels se détériorent rapidement et les remises en état nécessaires au bon fonctionnement deviennent de plus en plus coûteuses et alors réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions. Vu que tous ses problèmes de réseau, le diagnostic est une phase inévitable et la solution de ses anomalies.

La phase du diagnostic d'un système d'assainissement existant consiste à connaître son état et son fonctionnement et d'effectuer un ensemble d'opérations sur le terrain ; pour déceler les dysfonctionnements pouvant entraver sa bonne gestion et proposer les solutions qui s'imposent.

V.1 Généralités :

Un diagnostic est un jugement porté sur une situation sur la base d'analyse d'indicateurs. Il doit donner une vision d'ensemble de la situation, simplifiée mais réaliste, qui permettra aux diverses parties prenantes :

- D'avoir une vision partagée de la situation.
- De préciser et de prioriser les enjeux et défis à relever.
- De définir les axes du travail pour la mise en place du service d'assainissement.

Le diagnostic doit comporter :

- L'examen de l'état actuel du réseau (étanchéité, état mécanique) et les désordres constatés.
- L'inventaire des industries et les établissements raccordés, la composition et le volume des principaux effluents.
- La quantification des débits et flux de pollution collectés.
- L'évaluation des principaux rejets et des déversoirs d'orage.
- Les conditions dans lesquelles le système peut être modifié ou remis en état.

V.2 Objectifs du diagnostic :

L'objectif de l'étude diagnostique est d'acquérir une bonne connaissance de l'état actuel et du fonctionnement des réseaux et des installations en vue de les réhabiliter, de les restructurer et de prévoir les extensions liées au développement urbain pour mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement.

Ces études permettent de garantir à la population présente et à venir des solutions durables pour l'évacuation et le traitement des eaux usées, en tenant compte des objectifs de développement de l'urbanisme et des contraintes du site.

V.3 Les types du diagnostic :

On a deux types de diagnostic qui sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes d'une des deux peuvent avoir des conséquences sur l'autre.

- **Diagnostic fonctionnel** : Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents.

- **Diagnostic structurel** : Basé sur l'état de la structure, l'aspect physique du système, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs et postes de relèvement et les tronçons de collecteurs.

V.4 Phases principales d'une étude de diagnostic :

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

- **Collecte et exploitation de données :**

La collecte des données nécessite au préalable un scénario d'interventions sur terrain pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

Deux sortes de données peuvent être distinguées :

- **Données de base** : Elles constituent l'ensemble de données nécessaires à un bon diagnostic. Les données de base sont définies comme :

- Données relatives à la collecte le nombre d'habitants pour chaque sous bassin élémentaire et leur consommation en eau potable ; La surface totale drainée de chaque sous bassin et ses caractéristiques (degré d'imperméabilisation, intensité de pluie et pente).

- Données relatives au réseau et à ses ouvrages annexes (collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, dessaleur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage, ...).

- Données relatives au traitement : bilan de traitement.

- **Données d'orientation** : Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc....

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

- **Le pré diagnostic :**

Dans cette phase, et après la collecte des données, un examen à entreprendre sur le réseau d'assainissement et les ouvrages tout en procédant à une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines.

Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

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

- Quantifier les fuites, source de pollution dans le milieu récepteur et les exfiltrations vers la nappe, prise dans l'impact des rejets.
- Détecter les apports des eaux parasites, afin d'éviter la surcharge des stations d'épuration, des déversements au droit des déversoirs et la pollution du milieu naturel.
- Rechercher l'origine d'éventuelles pollutions toxiques d'origine industrielles, des graisses, et des métaux lourds.
- Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.
- La vérification régulière de l'état des collecteurs et ouvrages bâtis afin de prévoir les travaux confortatifs nécessaire et d'éviter ainsi tout risque d'effondrement pouvant entraîner des accidents et des perturbations de fonctionnement.

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes.

➤ Nature des désordres : Les enquêtes sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer l'un des désordres suivants sur un réseau d'évacuation :

- Cavités, effondrement au droit des joints.
- Manque d'étanchéité au droit des joints.
- Fissures sur les canalisations, joints décalés, déboîtes.
- Désalignement, contre pentes, pentes insuffisantes.
- Poinçonnement des regards sur les canalisations, cisaillement.
- Branchement défectueux.

- Dégradations dues à la présence de fluides corrosifs, d'émanations gazeuses par transformation des matières organiques entraînant des corrosions chimiques.
- Introduction des racines d'arbres, obstruction.
- Décantation, stratifications.

➤ Techniques d'enquêtes, diagnostic :

Pour parvenir à la connaissance de l'état réel des ouvrages, l'exploitant doit s'appuyer sur diverses techniques :

- La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres instantanés ou enregistreurs.
- Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique.
- Les essais à la fumée ou par injection de colorant.
- La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés ou abandonnés.
- L'inspection télévisée par caméra autotractées.
- La visite pedestre des collecteurs visitables avec enregistrement codifié des anomalies.

V.5 Les avantages du diagnostic :

Le diagnostic présente de nombreux avantages et les informations obtenues pour cette étude sont indispensables en vue de :

- Mieux connaître le fonctionnement réel du réseau afin d'optimiser son fonctionnement.
- Envisager les actions ultérieures sur le réseau (rénovation, entretien, méthodes de gestion...).

V.6 Etat global du réseau d'assainissement existant :

Actuellement le réseau d'assainissement de la ville de DRAA BEN KHELFA comprend plus de 3.5 km de longueur de conduite de différents diamètres partagé comme suite :

- La première zone à l'Est de l'ancien village (les eaux résiduelles sont drainées vers le collecteur A).
- La deuxième zone à l'Ouest de l'ancien village (les eaux résiduelles sont drainées vers le collecteur B).

La ville de DRAA BN KHELFA est équipée par un réseau d'assainissement, type unitaire (regroupe les eaux pluviales et les eaux usées) avec un écoulement gravitaire.

Le système d'assainissement de la zone d'étude ne comporte pas des ouvrages annexes et les collecteurs sont rejetés directement dans le milieu naturel sans traitement.

V.6.1 Etat des collecteurs :

Le réseau d'assainissement de la ville de DRAA BEN KHELFA est composé de collecteurs circulaires de diamètres variant de 200 et 300 mm (installés pour la plupart par des privés),

moyennement des conduites principales et secondaires sur une longueur totale du réseau à l'ordre de : 3500ml.

Tableau V-1 : Caractéristiques du collecteur principales B.

Collecteur	tançons	Forme	Diamètres existants (mm)	matériaux	Longueurs (m)	Observation
Coll. B	R38-R39	Circulaire	200	Amiante-ciment	30,00	Mauvais état
Coll. B	R39-R40	Circulaire	200	Amiante-ciment	28,30	Mauvais état
Coll. B	R40-R41	Circulaire	200	Amiante-ciment	31,10	Mauvais état
Coll. B	R41-R42	Circulaire	200	Amiante-ciment	36,02	Mauvais état
Coll. B	R42-R43	Circulaire	200	Amiante-ciment	34,10	Mauvais état
Coll. B	R43-R44	Circulaire	200	Amiante-ciment	43,05	Mauvais état
Coll. B	R44-R45	Circulaire	200	Amiante-ciment	40,10	Mauvais état
Coll. B	R45-R46	Circulaire	200	Amiante-ciment	38,00	Mauvais état
Coll. B	R46-R47	Circulaire	200	Amiante-ciment	29,00	Mauvais état
Coll. B	R47-R48	Circulaire	200	Amiante-ciment	26,30	Mauvais état
Coll. B	R48-R49	Circulaire	200	Amiante-ciment	46,10	Mauvais état
Coll. B	R49-R50	Circulaire	200	Amiante-ciment	36,02	Mauvais état
Coll. B	R50-R51	Circulaire	200	Amiante-ciment	39,10	Mauvais état
Coll. B	R51-R52	Circulaire	200	Amiante-ciment	45,05	Mauvais état
Coll. B	R52-R53	Circulaire	200	Amiante-ciment	36,10	Mauvais état
Coll. B	R53-R54	Circulaire	200	Amiante-ciment	48,80	Mauvais état
Coll. B	R54-R55	Circulaire	200	Amiante-ciment	31,00	Mauvais état
Coll. B	R55-R56	Circulaire	300	Béton comprimé	40,02	Mauvais état
Coll. B	R56-R57	Circulaire	300	Béton comprimé	25,20	Mauvais état
Coll. B	R57-R58	Circulaire	300	Béton comprimé	40,20	Mauvais état
Coll. B	R58-R59	Circulaire	300	Béton comprimé	33,00	Mauvais état
Coll. B	R59-R60	Circulaire	300	Béton comprimé	28,50	Mauvais état
Coll. B	R60-R61	Circulaire	300	Béton comprimé	31,71	Mauvais état
Coll. B	R61-R62	Circulaire	300	Béton comprimé	25,36	Mauvais état
Coll. B	R62-R63	Circulaire	300	Béton comprimé	27,00	Mauvais état

Coll. B	R63-R64	Circulaire	300	Béton comprimé	31,00	Mauvais état
Coll. B	R64-R65	Circulaire	300	Béton comprimé	39,02	Mauvais état
Coll. B	R65-R66	Circulaire	300	Béton comprimé	43,11	Mauvais état
Coll. B	R66-R67	Circulaire	300	Béton comprimé	45,60	Mauvais état
Coll. B	R67-R68	Circulaire	300	Béton comprimé	51,00	Mauvais état
Coll. B	R68-R69	Circulaire	300	Béton comprimé	43,60	Mauvais état
Coll. B	R69-R70	Circulaire	300	Béton comprimé	45,92	Mauvais état
Coll. B	R70-R71	Circulaire	300	Béton comprimé	35,00	Mauvais état
Coll. B	R71-R72	Circulaire	300	Béton comprimé	30,07	Mauvais état
Coll. B	R72-R73	Circulaire	300	Béton comprimé	30,60	Mauvais état

(Source : DRE MILA)

Tableau V-2:Caractéristiques du collecteur principales A.

Collecteur	Tançons	Forme	Diamètres existants (mm)	matériaux	Longueurs (m)	observation
Coll. A	R86-R87	Circulaire	200	Amiante-ciment	40,03	Mauvais état
Coll. A	R87-R88	Circulaire	200	Amiante-ciment	42,10	Mauvais état
Coll. A	R88-R89	Circulaire	200	Amiante-ciment	43,20	Mauvais état
Coll. A	R89-R90	Circulaire	200	Amiante-ciment	40,02	Mauvais état
Coll. A	R90-R91	Circulaire	200	Amiante-ciment	41,10	Mauvais état
Coll. A	R91-R92	Circulaire	200	Amiante-ciment	39,21	Mauvais état
Coll. A	R92-R93	Circulaire	300	Béton comprimé	30,10	Mauvais état
Coll. A	R93-R94	Circulaire	300	Béton comprimé	22,41	Mauvais état
Coll. A	R94-R95	Circulaire	300	Béton comprimé	28,30	Mauvais état
Coll. A	R95-R96	Circulaire	300	Béton comprimé	19,50	Mauvais état
Coll. A	R96-R97	Circulaire	300	Béton comprimé	22,00	Mauvais état
Coll. A	R97-R98	Circulaire	300	Béton comprimé	24,30	Mauvais état
Coll. A	R98-R99	Circulaire	300	Béton comprimé	22,10	Mauvais état
Coll. A	R99-R100	Circulaire	300	Béton comprimé	24,21	Mauvais état
Coll. A	R100-R101	Circulaire	300	Béton comprimé	30,10	Mauvais état
Coll. A	R101-R102	Circulaire	300	Béton comprimé	32,80	Mauvais état
Coll. A	R102-R103	Circulaire	300	Béton comprimé	36,10	Mauvais état

Coll. A	R103-R104	Circulaire	300	Béton comprimé	39,20	Mauvais état
Coll. A	R104-R105	Circulaire	300	Béton comprimé	39,80	Mauvais état

(Source : DRE MILA)

À partir du tableau au-dessus on peut déduire que :

- Les conduites en amiante ciment sont très sensibles aux actions mécaniques (actions des terres et autres charges mobiles) et aussi très vulnérables aux rongeurs en plus des risques sur l'environnement des fibres de l'amiante. De ce fait le remplacement des conduites est inévitable.

- De même pour les conduites en béton comprimé, qui sont très sensibles aux charges, car elles n'ont pas d'armature, et aussi les jointures en mortier de ciment ne résistent pas aux mouvements du sol, ce qui entraîne des fuites et une pénétration rapide des racines. De ce fait le remplacement de ce genre de conduites est aussi inévitable.

V.6.2 Etat des regards :

Pour l'état des regards du réseau d'assainissement de la zone d'étude (DRAA BEN KHELFA), on a constaté :

- Renferme dans sa totalité 105 regards, dont la plus part sont en béton légèrement armé.
- Les regards ont une forme carrée.
- La profondeur varie de 0.5 m à 2.70 m.
- L'espacement entre les regards est de l'ordre de 8 m à 50 m.

Après le suivi du tracé des collecteurs, plusieurs constatations ont été faites, à savoir :

- Plusieurs regards sont sans couverture, ni dalle ni tampon (risque d'obtention et dangers divers).
- Des regards sont non identifiés.
- L'absence d'échelle pour les regards un peu profonds.
- Plusieurs regards sont pleins de déchets, de sable,
- L'existence de l'envasement dans plusieurs regards.

On remarque dans les photos ci-après que la plupart des regards sont en très mauvais état, obturation, dégradation du béton, de ce fait on opte pour leur remplacement.



Figure V-1: regard de branchement (colmatée).2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R80



Figure V-2: Regard de visite (colmatée).2015
Planche de réseau existant : Collecteur B-R62



Figure V-3: Regard de visite (bouchée).2015
Planche de réseau existant : Collecteur B-R54



Figure V-4: Regard de branchement (colmatée).2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R79



Figure V-5: Regard de visite (sans dalle).2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R12



Figure V-7: Boîte colmatée.2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R96



Figure V-8 : Regard de visite (hors norme).2015
Planche de réseau existant : Collecteur B-R55



Figure V-9: Regard de visite (colmaté).2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R86



Figure V-10 : Boite de branchement (état dégradée).2015
Planche de réseau existant : Collecteur B-R47



Figure V-11: Regard de branchement (hors norme).2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R85



Figure V-12: Regard de visite (hors norme).2015
Planche de réseau existant : Collecteur B-R21



Figure V-13 : Regard de visite (hors norme).2015
Planche de réseau existant : Collecteur A-R92

V.6.3 Etat de rejet :

Le réseau d'assainissement de la ville de DRAA BEN KHELFA comporte deux points de rejets au niveau de chaaba qui verse l'oued El Maleh. Ils se font directement dans le milieu naturel sans déversoir d'orage ni un bassin de décantation ou bien dispositif d'épuration. Cette situation pose beaucoup de problèmes environnementaux et présence de risques d'apparition des maladies à transmission hydrique.



Figure V-14: Ouvrage rejet (à ciel ouvert).2015

V.7 Constatations :

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau d'assainissement de la ville DRAA BEN KHELFA, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Comme la zone d'étude est résidentielle et rurale, il n'y a pas le risque des pollutions toxiques d'origine industrielles.
- Le problème des regards non identifiés empêche le suivi d'état des collecteurs.
- Le problème des regards qui sont sans couverture ni tampon ni dalle.
- Le problème des regards qui ne sont pas munis d'échelle et qui sont profonds.
- Le problème des regards envasés.
- Plusieurs regards sont en état dégradés, bouchés et endommagés ce qui provoque l'écoulement des eaux usées à ciel ouvert.
- L'absence de l'assainissement des certains lots malgré le développement urbain.
- L'absence de bassin de décantation pour le prétraitement avant de rejeter les eaux à l'oued El Maleh.
- L'absence de l'entretien et la maintenance périodique des éléments du réseau d'égout.
- Incapacité des quelques tronçons pour évacuer tous les débits apportés (sont en charge).
- Conduites en Amiante-ciment de diamètre 200, ce qui est contradictoire avec les recommandations de ministère des ressources en eau.
- Collecteurs en béton comprimé en mauvais états, surtout au niveau des jointures, car ces des jointures en mortier de ciment pour la plupart, où il y a fuites d'eau usée et engouffrement des racines à l'intérieur des conduites.

V.8 Résultats de diagnostic hydraulique de la ville Draa Ben Khelfa :

Malgré que l'état physique du réseau existant est à déplorer , on a fait une simulation hydraulique pour voir es ce que les collecteurs sont hydrauliquement fiables ou non , principalement es ce qu'il y n y a pas de risque de mise en charge des collecteurs (en supposant un colmatage nul, car on a pas de données sur l'obturation des collecteurs), le tableau suivant résume le calcul hydraulique du réseau en comparant le diamètre existant et celui calculé pour garantir un écoulement à surface libre :

Tableau V-3: résultats de diagnostic du collecteur B.

Collecteur	tançons	L(m)	I (%)	Q (m ³ /s)	D _{calculés} (mm)	D _{existants} (mm)	résultats
Coll. B	R38-R39	30,00	2,02	0,0789	315	200	A changer
Coll. B	R39-R40	28,30	2,00	0,0926	315	200	A changer
Coll. B	R40-R41	31,10	3,70	1,4632	800	200	A changer
Coll. B	R41-R42	36,02	3,68	1,5028	800	200	A changer
Coll. B	R42-R43	34,10	3,01	1,5481	800	200	A changer
Coll. B	R43-R44	43,05	3,00	1,5722	800	200	A changer
Coll. B	R44-R45	40,10	2,89	1,6109	800	200	A changer
Coll. B	R45-R46	38,00	2,80	1,6654	800	200	A changer
Coll. B	R46-R47	29,00	2,86	1,7098	800	200	A changer
Coll. B	R47-R48	26,30	2,90	1,7426	800	200	A changer
Coll. B	R48-R49	46,10	2,12	1,7844	800	200	A changer
Coll. B	R49-R50	36,02	2,00	1,8432	1000	200	A changer
Coll. B	R50-R51	39,10	2,02	1,8655	1000	200	A changer
Coll. B	R51-R52	45,05	2,01	1,9085	1000	200	A changer
Coll. B	R52-R53	36,10	2,00	1,9241	1000	200	A changer
Coll. B	R53-R54	48,80	2,00	1,9752	1000	200	A changer
Coll. B	R54-R55	31,00	2,00	2,0195	1000	200	A changer
Coll. B	R55-R56	40,02	1,52	2,0433	1000	300	A changer
Coll. B	R56-R57	25,20	1,40	2,0796	1000	300	A changer
Coll. B	R57-R58	40,20	1,44	2,1132	1000	300	A changer
Coll. B	R58-R59	33,00	3,20	2,1425	1000	300	A changer
Coll. B	R59-R60	28,50	1,55	2,1844	1000	300	A changer
Coll. B	R60-R61	31,71	1,44	2,2192	1000	300	A changer
Coll. B	R61-R62	25,36	1,42	2,2341	1000	300	A changer
Coll. B	R62-R63	27,00	1,65	2,2964	1000	300	A changer
Coll. B	R63-R64	31,00	1,20	2,3587	1000	300	A changer
Coll. B	R64-R65	39,02	1,50	2,3771	1000	300	A changer
Coll. B	R65-R66	43,11	1,09	2,4155	1000	300	A changer

Coll. B	R66-R67	45,60	1,90	2,4936	1200	300	A changer
Coll. B	R67-R68	51,00	1,11	2,5233	1200	300	A changer
Coll. B	R68-R69	43,60	1,19	2,5748	1200	300	A changer
Coll. B	R69-R70	45,92	1,15	2,6322	1200	300	A changer
Coll. B	R70-R71	35,00	1,02	2,6595	1200	300	A changer
Coll. B	R71-R72	30,07	1,35	2,6759	1200	300	A changer
Coll. B	R72-R73	30,60	1,33	2,6921	1200	300	A changer

Tableau V-4: résultats de diagnostic du collecteur A.

Collecteur	Tançons	L(m)	I (%)	Q (m ³ /s)	D _{calculés} (mm)	D _{existants} (mm)	résultats
Coll. A	R86-R87	40,03	3,20	0,1934	315	200	A changer
Coll. A	R87-R88	42,10	2,05	0,2321	315	200	A changer
Coll. A	R88-R89	43,20	1,90	0,2710	315	200	A changer
Coll. A	R89-R90	40,02	2,20	0,3102	400	200	A changer
Coll. A	R90-R91	41,10	2,80	0,3431	400	200	A changer
Coll. A	R91-R92	39,21	2,00	0,3832	500	200	A changer
Coll. A	R92-R93	30,10	2,01	0,4289	500	300	A changer
Coll. A	R93-R94	22,41	1,91	0,4952	500	300	A changer
Coll. A	R94-R95	28,30	2,00	0,5351	500	300	A changer
Coll. A	R95-R96	19,50	2,05	0,5889	500	300	A changer
Coll. A	R96-R97	22,00	1,90	0,6152	630	300	A changer
Coll. A	R97-R98	24,30	1,85	0,6921	630	300	A changer
Coll. A	R98-R99	22,10	1,92	0,7498	630	300	A changer
Coll. A	R99-R100	24,21	1,90	0,7812	630	300	A changer
Coll. A	R100-R101	30,10	2,02	0,8097	630	300	A changer
Coll. A	R101-R102	32,80	2,10	0,8338	630	300	A changer
Coll. A	R102-R103	36,10	2,00	0,8234	630	300	A changer
Coll. A	R103-R104	39,20	1,90	0,8422	800	300	A changer
Coll. A	R104-R105	39,80	2,00	0,8598	800	300	A changer

On remarque que la totalité des collecteurs risquent une mise en charge et de ce fait un débordement des regards est inévitable, donc le diagnostic hydraulique renforce l'avis émis lors du diagnostic physique pour changer la totalité des collecteurs.

V.9 Recommandations :

Pour remédier aux problèmes cités précédemment, plusieurs solutions sont envisageables parmi lesquelles on peut citer :

- Elaborer un nouveau réseau en gardant les conduites qui sont en bon état et présente un bon fonctionnement hydraulique.
- Planifier des programmes de curage et d'entretien périodiques afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau après la mise en service.
- Couvrir les regards par des tampons pour éviter les divers dangers, et faire apparaître ceux qui sont sous bitume, refaire les regards qui ne sont pas utilisable en état.
- Changer la totalité des collecteurs car ils n'assurent ni un bon fonctionnement hydraulique ni un bon état physique.

Conclusion :

L'étude diagnostique est un bon moyen de repérage du réseau d'assainissement, elle nous permet au premier-lieu de connaître l'état actuel du réseau (structurel et fonctionnel) afin d'identifier leurs dysfonctionnements, ces anomalies en vue de les remédier et les restructurer et faire améliorer le fonctionnement en proposant des solutions efficaces et techniques.

Comme conclusion de notre diagnostic physique et hydraulique :

Vu que le réseau de la ville est réalisé durant les années 80, en raison de l'incapacité des tronçons à satisfaire les bonnes conditions hydraulique d'éviter le risque de débordement et des maladies à transmission hydrique, l'altération des éléments constitutifs du réseau et la contamination de l'environnement. En plus l'état physique déplorable de la totalité du réseau d'assainissement.

À cet effet nous recommandons, la rénovation complète du réseau d'assainissement au niveau de cette zone et de tracer un planning de maintenance des infrastructures afin de garantir une longévité au système d'assainissement.

Chapitre VI :

Réhabilitation et extension du réseau

Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer au niveau des sous bassins sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner des collecteurs et les éléments qui seront appelés à acheminer ces eaux vers le rejet dans les meilleures conditions possibles, tout en satisfaisant les conditions d'auto curage.

Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible.

VI.1 Schéma d'évacuation des eaux :

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

- Schéma perpendiculaire.
- Schéma par déplacement latéral.
- Schéma transversal ou oblique.
- Schéma par zones étagées.
- Schéma radial.

Pour notre cas, en tenant compte que la disposition d'agglomération et la topographie de la zone d'étude; on optera à un **schéma de collecteur transversal ou oblique**, qui est à notre avis le mieux adapté pour l'évacuation des eaux usées de la zone d'étude.

VI.2 Conception du réseau :

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

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

- Côtes.

La conception d'un système hydraulique se caractérise par :

- Des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux autres réseaux.
- Des données hydrauliques : Nature de l'effluent, débits, caractéristiques des sections.
- Des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques.

Les calculs se conduisent à partir du profil longitudinal qui, au fur et à mesure de son élaboration, permet de :

- Rechercher les pentes d'écoulement, en se tenant le plus près possible du niveau du sol, compte tenu d'un minimum de garde contre le gel, les charges ou surcharges roulantes. La couverture de terre ou de sable au dessus de la canalisation est généralement de 0.8 à 2.5m.
- De définir les sections minimales et les ouvrages de raccordement.
- De déterminer les chutes et franchissement d'obstacles.
- D'assurer les vitesses limites d'auto curage pour éviter la décantation des matières en suspension et à l'extrême ne pas dépasser les vitesses maximales admissibles.

VI.3 Conditions du dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0,6 m/s pour le 1/10 du débit de pleine section, et une vitesse de 0,3 m/s pour le 1/100 de ce même débit avec un diamètre minimale de 300 mm.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures une vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s.

Auto curage :

Pour déterminer le type de canalisation, son diamètre, sa pente, en fonction du débit, il est nécessaire que le réseau satisfasse des conditions d'auto curage. Ces conditions doivent être

respectées pour des raisons d'hygiène et d'entretien. En effet si la vitesse dans le réseau est trop faible, des dépôts et des déchets fermentescibles peuvent stagner dans les conduites. Les conditions de satisfaction de l'auto curage sont :

- Vitesse à pleine section supérieure à 1 m/s
- Vitesse supérieure à 0.60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- Vitesse supérieure à 0.30 m/s pour 1/100 du débit à pleine section.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduisons à poser des limites supérieures à la pente admissible.

Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire.
- De type ovoïde.

VI.4 Hypothèse de calcul :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section (Q_{ps}) ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- Périmètre mouillé (P) : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en m.
- Section mouillée (S) : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en m^2 .
- Rayon hydraulique (Rh) : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé en m.
- Vitesse moyenne (V) : C'est le rapport entre le débit volumique en m^3/s et la section mouillée en m^2 .

VI.5 Mode calcul :

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

$$Q = V \cdot S \tag{VI-1}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s) : cette vitesse se calcule par différentes expressions.

S : Section mouillée (m²).

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

$$V = K_S \cdot R^{2/3} \sqrt{I_m} \tag{VI-2}$$

Avec :

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

R (m) : Rayon hydraulique.

K_S : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Les coefficients K_s sont présentés au tableau suivant :

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

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

(Source : VRD-Assainissement)

Concernant notre projet, nous avons choisis un mixte des conduites en PVC et des conduites en CAO.

Tableau VI-2: Choix de conduites et coefficient de Manning-Strickler(K_s).

Matériaux des conduites	K_s
Conduite en PVC	90
Conduite en CAO	75

A partir des équations précédentes, on supposant une section pleine ; le diamètre est calculé comme suit :

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

Ou :

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \frac{\pi(D_{nor})^2}{4} \quad (\text{VI-5})$$

Avec :

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

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

$$R_h = D_{nor}/4 \quad (\text{VI6-6})$$

On aura :

$$V_{ps} = K_S \cdot (D_{nor}/4)^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{VI6-7})$$

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\text{Rapport des débits } R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$$

$$\text{Rapport des vitesses } R_V = \frac{V}{V_{PS}}$$

$$\text{Rapport des hauteurs } R_h = \frac{H}{D_{nor}}$$

- Conditions d'auto curage :

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi 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 :

$v_{ps} = 1 \text{ m/s}$; 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.

VI.6 Condition d'implantation de réseau :

- 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.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s.

VI.7 Résultats du dimensionnement :

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

Remarque :

Les résultats de dimensionnement des collecteurs secondaire sont représentés dans l'annexe n°1.

- Dimensionnement des collecteurs principaux :

Tableau VI-3: Calculs du réseau projeté des deux collecteurs principaux.

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
COLLECTEUR B													
R52-R53	22	4,00	0,04	161,29	315	0,17	0,77	0,29	90,25	2,13	0,26	2,76	vérifié
R53-R54	13	3,90	0,12	234,95	315	0,46	0,97	0,48	149,79	2,64	0,25	2,72	vérifié
R54-R55	20	3,90	0,16	267,16	315	0,64	1,07	0,59	184,39	2,92	0,25	2,72	vérifié
R55-R56	09	3,70	0,28	327,94	400	0,59	1,05	0,56	222,11	3,26	0,47	3,11	vérifié
R56-R57	42	4,10	0,30	331,34	400	0,61	1,06	0,56	225,74	3,46	0,49	3,27	vérifié
R57-R58	31	7,00	0,33	310,92	400	0,51	1,01	0,51	203,76	4,30	0,64	4,08	vérifié
R58-R59	19	4,01	0,38	363,98	400	0,78	1,10	0,66	262,94	3,56	0,49	3,24	vérifié
R59-R60	18	3,95	0,43	383,31	400	0,89	1,11	0,74	296,54	3,58	0,48	3,21	vérifié
R60-R61	13	3,81	0,51	409,23	500	0,59	1,05	0,55	276,89	3,84	0,86	3,66	vérifié
R61-R62	11	4,02	0,59	429,85	500	0,67	1,08	0,60	298,88	4,06	0,89	3,76	vérifié
R62-R63	22	4,10	0,63	439,75	500	0,71	1,09	0,62	309,81	4,14	0,89	3,80	vérifié
R63-R64	15	6,00	0,70	424,32	500	0,65	1,07	0,59	292,96	3,93	1,08	3,59	vérifié
R64-R65	10	3,90	0,79	482,58	500	0,91	1,12	0,76	378,51	4,13	0,87	3,70	vérifié
R65-R66	28	4,10	0,83	485,57	500	0,92	1,12	0,77	385,75	4,24	0,89	3,80	vérifié
R66-R67	37	3,70	0,85	500,79	630	0,54	1,02	0,53	332,93	4,31	1,57	3,21	vérifié
R67-R68	35	3,80	0,88	504,23	630	0,55	1,03	0,53	336,65	4,39	1,59	3,26	vérifié
R68-R69	37	4,00	0,91	506,09	630	0,56	1,03	0,54	338,65	3,52	1,64	3,37	vérifié
R69-R70	35	3,80	0,95	517,95	630	0,59	1,05	0,56	351,36	4,48	1,59	3,26	vérifié
R70-R71	17	4,20	1,01	521,94	630	0,61	1,06	0,56	355,61	4,74	1,68	4,08	vérifié
R71-R72	28	4,20	1,06	530,06	630	0,63	1,07	0,58	364,24	3,79	1,68	3,48	vérifié
R72-R73	16	3,80	1,13	553,86	630	0,71	1,09	0,62	390,11	3,65	1,59	3,26	vérifié
R73-R74	29	3,90	1,17	558,44	630	0,73	1,09	0,63	395,41	3,72	1,62	4,02	vérifié
R74-R75	16	5,20	1,24	541,24	630	0,67	1,08	0,60	376,18	3,38	1,87	3,99	vérifié
R75-R76	21	3,90	1,30	580,82	630	0,81	1,10	0,67	425,05	3,77	1,62	3,32	vérifié
R76-R77	28	3,70	1,34	635,50	800	0,54	1,02	0,53	422,31	4,05	2,48	3,93	vérifié
R77-R78	34	3,75	1,38	639,98	800	0,55	1,03	0,53	427,15	4,12	2,50	3,97	vérifié
R78-R79	31	3,70	1,41	648,26	800	0,57	1,04	0,55	436,06	4,13	2,48	3,93	vérifié
R79-R80	39	3,68	1,45	654,05	800	0,58	1,05	0,55	442,27	4,15	2,47	3,92	vérifié

R80-R81	32	3,01	1,48	685,51	800	0,66	1,08	0,59	475,78	3,80	2,24	3,45	vérifié
R81-R82	48	3,00	1,51	690,15	800	0,67	1,08	0,60	480,79	3,80	2,23	3,44	vérifié
R82-R83	42	2,89	1,53	699,85	800	0,70	1,09	0,61	491,47	3,74	2,19	3,36	vérifié
R83-R84	30	2,80	1,57	710,60	800	0,73	1,09	0,63	503,84	3,69	2,16	3,29	vérifié
R84-R85	40	2,86	1,60	712,67	800	0,73	1,09	0,63	506,31	3,75	2,18	3,34	vérifié
R85-R86	28	2,90	1,64	717,76	800	0,75	1,10	0,64	512,55	3,79	2,20	3,37	vérifié
R86-R87	40	2,10	1,67	767,61	800	0,90	1,11	0,74	595,26	3,14	1,87	3,72	vérifié
R87-R88	49	2,14	1,70	768,54	800	0,90	1,11	0,75	597,34	4,18	1,89	3,75	vérifié
R88-R89	42	2,00	1,72	782,65	800	0,94	1,12	0,79	631,95	4,06	1,82	3,63	vérifié
R89-R90	49	2,02	1,74	784,85	800	0,95	1,12	0,80	637,84	4,09	1,83	3,65	vérifié
R90-R91	48	2,01	1,76	789,26	800	0,96	1,12	0,81	650,05	4,08	1,83	3,64	vérifié
R91-R92	30	2,00	1,80	795,81	800	0,99	1,12	0,84	669,10	4,07	1,82	3,63	vérifié
R92-R93	53	1,99	1,82	799,84	1000	0,55	1,03	0,53	533,79	4,12	3,30	4,10	vérifié
R93-R94	50	2,01	1,84	801,79	1000	0,55	1,03	0,54	535,90	4,06	3,31	4,02	vérifié
R94-R95	53	2,00	1,85	805,10	1000	0,56	1,04	0,54	539,46	3,36	3,31	3,21	vérifié
R95-R96	40	1,48	1,88	855,40	1000	0,66	1,08	0,59	593,13	3,90	2,84	3,62	vérifié
R96-R97	37	1,60	1,90	846,74	1000	0,64	1,07	0,58	583,87	4,03	2,96	3,76	vérifié
R97-R98	30	1,40	1,92	872,90	1000	0,70	1,09	0,61	612,20	3,83	2,77	3,52	vérifié
R98-R99	33	1,38	1,95	879,50	1000	0,71	1,09	0,62	619,63	3,81	2,75	3,50	vérifié
R99-R100	26	1,60	1,98	860,63	1000	0,67	1,08	0,60	598,76	4,07	2,96	3,76	vérifié
R100-R101	41	5,00	2,00	697,75	1000	0,38	0,92	0,43	426,51	3,12	5,23	3,66	vérifié
R101-R102	31	1,40	2,03	890,28	1000	0,73	1,09	0,63	632,22	3,85	2,77	3,52	vérifié
R102-R103	43	1,55	2,05	877,44	1000	0,71	1,09	0,62	617,30	4,04	2,91	3,71	vérifié
R103-R104	42	1,44	2,08	893,75	1000	0,74	1,10	0,64	636,42	3,91	2,81	3,57	vérifié
R104-R105	39	1,42	2,11	900,53	1000	0,76	1,10	0,64	644,90	3,89	2,79	3,55	vérifié
R105-R106	16	1,50	2,17	901,52	1000	0,76	1,10	0,65	646,17	4,00	2,86	3,65	vérifié
R106-R107	34	1,80	2,20	875,91	1000	0,70	1,09	0,62	615,57	3,35	3,14	3,99	vérifié
R107-R108	44	1,20	2,23	949,00	1000	0,87	1,11	0,72	721,91	3,62	2,56	3,26	vérifié
R108-R109	46	1,50	2,25	913,69	1000	0,79	1,10	0,66	662,57	4,01	2,86	3,65	vérifié
R109-R110	39	1,10	2,28	972,84	1000	0,93	1,12	0,78	775,76	3,49	2,45	3,12	vérifié
R110-R111	48	1,08	2,30	979,78	1000	0,95	1,12	0,79	793,84	3,47	2,43	3,09	vérifié
R111-R112	54	1,80	2,32	893,25	1000	0,74	1,10	0,64	635,81	3,37	3,14	3,99	vérifié

R112-R113	62	1,10	2,34	982,47	1000	0,95	1,12	0,80	801,15	3,50	2,45	3,12	vérifié
R113-R114	58	1,12	2,36	982,13	1000	0,95	1,12	0,80	800,22	3,53	2,47	3,15	vérifié
R114-R115	55	1,19	2,38	974,08	1000	0,93	1,12	0,78	778,91	3,63	2,55	3,25	vérifié
R115-R116	65	1,15	2,39	982,96	1000	0,96	1,12	0,80	802,48	3,58	2,51	3,19	vérifié
R116-R117	67	1,02	2,41	1007,88	1200	0,63	1,07	0,58	691,92	3,62	3,84	3,39	vérifié
R117-R118	68	1,42	2,42	949,61	1200	0,54	1,02	0,52	629,53	4,09	4,53	4,01	vérifié
COLLECTEUR A													
R1-R2	28	4,20	0,04	152,59	315	0,14	0,74	0,27	84,38	2,10	0,26	2,82	vérifié
R2-R3	23	3,70	0,08	202,64	315	0,31	0,87	0,38	119,16	2,31	0,25	2,65	vérifié
R3-R4	33	4,50	0,11	227,42	315	0,42	0,94	0,45	141,93	2,76	0,27	2,92	vérifié
R4-R5	20	2,30	0,15	287,30	315	0,78	1,10	0,66	207,99	2,30	0,20	2,09	vérifié
R5-R6	17	3,10	0,19	295,37	315	0,84	1,11	0,70	220,68	2,69	0,23	2,43	vérifié
R6-R7	21	2,00	0,23	343,36	400	0,67	1,08	0,60	238,54	2,47	0,34	2,29	vérifié
R7-R8	40	1,70	0,27	375,05	400	0,84	1,11	0,70	280,18	2,33	0,32	2,11	vérifié
R8-R9	35	2,20	0,31	375,70	400	0,85	1,11	0,70	281,35	2,66	0,36	2,40	vérifié
R9-R10	25	2,50	0,34	383,36	400	0,89	1,11	0,74	296,66	2,85	0,39	2,55	vérifié
R10-R11	40	2,02	0,38	412,41	500	0,60	1,05	0,56	280,29	2,81	0,63	2,66	vérifié
R11-R12	28	1,90	0,42	435,37	500	0,69	1,09	0,61	304,90	2,81	0,61	2,58	vérifié
R12-R13	19	2,00	0,49	455,67	500	0,78	1,10	0,66	329,63	2,92	0,62	2,65	vérifié
R13-R14	30	1,95	0,53	472,33	500	0,86	1,11	0,71	356,72	2,91	0,62	2,62	vérifié
R14-R15	28	2,01	0,58	484,32	500	0,92	1,12	0,77	382,67	2,97	0,63	2,66	vérifié
R15-R16	32	1,85	0,61	504,35	630	0,55	1,03	0,53	336,78	3,07	1,11	2,98	vérifié
R16-R17	17	2,02	0,69	517,88	630	0,59	1,05	0,56	351,29	3,27	1,16	3,11	vérifié
R17-R18	27	1,90	0,74	536,96	630	0,65	1,08	0,59	371,60	3,24	1,13	3,02	vérifié
R18-R19	22	2,00	0,79	547,07	630	0,69	1,08	0,61	382,52	3,36	1,16	3,09	vérifié
R19-R20	35	2,00	0,83	556,30	630	0,72	1,09	0,62	392,91	3,38	1,16	3,09	vérifié
R20-R21	42	1,48	0,82	628,54	800	0,53	1,01	0,52	414,77	3,17	1,57	3,12	vérifié
R21-R22	55	1,51	0,85	632,69	800	0,53	1,02	0,52	419,27	3,22	1,58	3,15	vérifié

Interprétation :

Du tableau, on remarque que le réseau proposé obéit aux conditions d'écoulement hydraulique favorables, à savoir le taux de remplissage, les conditions d'auto-curage ...etc., de ce fait on peut dire que le réseau fonctionnera parfaitement bien jusqu'à l'horizon d'étude, à condition que les consignes de gestion et maintenance des réseaux soient respectées, en termes de surveillance, de curageetc.

Le nouveau réseau aura un linéaire global de **7811 ml**; répartis comme suit :

Tableau VI-4 : répartition de linéaire global de nouveau réseau.

Collecteurs	N° de tançons	Diamètres (mm)	Matériaux	Linéaires (ml)
Col B	191	315	PVC	4248
	5	400	PVC	119
	6	500	PVC	99
	10	630	PVC	270
	16	800	CAO	611
	24	1000	CAO	1039
	2	1200	CAO	136
Col A	32	315	PVC	794
	4	400	PVC	121
	5	500	PVC	145
	5	630	PVC	133
	2	800	CAO	97
		TOTAL	7811 ml	

PVC : Conduite en Polyvinyle Chlorure.

CAO : conduite en Béton Centrifugé Armé Ordinaire.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculés les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs qui sont résumés dans le tableau VI-2 que l'on a mentionné précédemment, nous avons calculés les diamètres et vérifiés la vitesse d'auto curage et la vitesse d'écoulement en respectant les normes et les exigences de dimensionnement du réseau d'assainissement, nous avons optés

pour un système mixte (PVC + CAO), soit 83.48% du réseau en PVC et 16.52% restante en CAO.

D'après le tableau du calcul de réseau projeté, nous avons plusieurs notes, citons :

- Les diamètres des collecteurs sont compris entre 300 mm et 1200 mm.
- Après la comparaison des valeurs de nouveaux diamètres obtenus avec celles des diamètres du réseau existant, on constate que les collecteurs principaux sont sous dimensionnés et ne répondront pas aux futurs besoins de l'agglomération (car nous avons pris en considération les eaux pluviales (réseau unitaire)).
- Comme il y a une absence des tracés vers des nouvelles constructions, ces dernières sont assainies avec des réseaux privés construits par les habitants d'une manière anarchique, nous avons projetés des nouveaux collecteurs afin que le réseau d'assainissement fonctionne convenablement.

Chapitre VII:

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :
Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux évacuées.

Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification ; (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Afin d'accomplir au mieux ses objectifs, le réseau d'assainissement se compose de plusieurs ouvrages dont on distingue :

Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.

Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

VII.1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux représentent l'ensemble les éléments nécessaires à l'évacuation des effluents vers le rejet ou bien la station d'épuration, comprennent les canalisations et les joints.

VII.1.1 Canalisations :

Les canalisations se présentent les éléments principaux du système d'évacuation, elles sont disponible sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine comme suit :

- **Conduite circulaire** : désignée par leur diamètre nominal (intérieur) en millimètre. Elle est réservée pour les faibles sections. Par rapport aux autres formes de section, la forme circulaire est très simple à fabriquer.

- **Conduite ovoïde** : désignée par leur hauteur minimale en centimètre. Elle remplace la conduite circulaire dans le cas où la section est de diamètre supérieur à 800 mm pour éviter les problèmes d'auto curage.

- **Conduite cadre** : désignée par leur largeur et hauteur en centimètre.

Dans notre étude, nous avons choisis des canalisations d'une forme circulaire.

VII.1.1.1 Le choix du type de canalisation :

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

- De la pente du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé (stabilité, agressivité, ...).
- De la nature chimique des eaux usées transportées.
- Des effets extérieurs dus sur remblai.

VII.1.1.2 Les types de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

- Conduite en béton non armé :

Les conduites en béton non armé sont fabriquées mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). La longueur ne doit pas dépasser 2,50 m.

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

- Conduite en béton armé CAO:**• Nature du matériau :**

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

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

• Fabrication :

On dispose de trois procédés de fabrication :

La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :

- Vibrateurs fixe ou mobiles.
- Table vibrante.
- Noyau vibrant.

Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.



Figure VII-1: canalisations en CAO.

→ **Caractéristiques géométriques des conduites en béton centrifuge armé ordinaire:**

Tableau VII-1: caractéristique des conduites CAO.

DN mm	CLASSE 90A			CLASSE 135A			DE mm	DT mm	LU mm	LT mm	TYPE EMBOITEMENT
	EP mm	DI mm	POIDS KG	EP mm	DI mm	POIDS KG					
300	37	300	375	37	300	375	374	460	3490	3599	A collet
400	45	400	609	45	400	609	490	605	3490	3599	A collet
500	53	500	892	53	500	892	606	739	3490	3599	A collet
600	62	600	1 262	62	600	1 262	724	873	3490	3613	A collet
700	70	700	1 664	70	700	1 664	840	1008	3500	3632	A collet
800	80	800	2 172	80	800	2 172	960	1140	3500	3632	A collet
1000	108	1000	3 731	108	1000	3 731	1216	1447	3500	3632	A collet
1100	110	1100	4 147	110	1100	4 147	1320	1556	3500	3632	A collet
1200	121	1190	4 995	121	1190	4 995	1432	1696	3500	3648	A collet
1400	140	1368	6 724	140	1368	6 724	1648	1946	3500	3648	A collet
1600	168	1636	8 034	168	1636	8 034	1972	1972	3195	3375	A mi-épaisseur
1800	203	1841	14 665	203	1841	14 665	2247	2247	4320	4500	A mi-épaisseur
1900	180	1887	13 150	180	1887	13 150	2247	2247	4320	4500	A mi-épaisseur
2000	184	2000	13 379	184	2000	13 379	2368	2368	4069	4239	A mi-épaisseur
2200	200	2190	15 768	200	2190	15 768	2590	2590	4030	4200	A mi-épaisseur

(Source : <http://www.sncc.ma/produits>)

- **Conduite en PEHD annelés :**

Il s'agit d'un tuyau en polyéthylène haute densité double paroi, qui se raccorde par manchons à joints. Il est extrêmement léger et possède une exceptionnelle résistance aux chocs, à la corrosion et à l'abrasion. Ce tuyau est en outre jusqu'à 25 fois plus léger que le béton, ce qui permet un transport beaucoup plus économique en carburant et d'être posé sans avoir recours à un moyen de levage ; ils sont composés de deux couches parfaitement soudées:

- La paroi extérieure : est ondulée pour assurer la rigidité et de couleur noire, pour une meilleure résistance aux U.V, qui lui confère une grande stabilité à la lumière solaire durant le stockage.
- La paroi intérieure : est lisse pour véhiculer les effluents et de couleur blanche en général pour favoriser l'inspection grâce à des caméras.



Figure VII-2:Canalisations en PEHD annelé.

- Conduite en PVC :

Le PVC de forme circulaire de diamètres entre 315 et 630mm réunit un ensemble de propriétés exceptionnelles, parmi lesquelles on peut distinguer :

- Légèreté, facilité de mise en œuvre.
- Repère d'emboîtement sur bout mâle.
- Capacité hydraulique maximale.
- la solidité : une meilleure résistance mécanique aux chocs.
- Fiabilité et étanchéité des réseaux.
- la durabilité.
- Longévité du réseau.
- Totalement recyclable.
- La résistance à la corrosion.
- L'étanchéité des parois et des joints.
- La résistance à l'abrasion et l'anticorrosion.
- La facilité de pose.
- La faible rugosité.
- Le recyclage possible de la matière.
- Le module d'élasticité élevé.
- Les prix avantageux.
- La disponibilité sur le marché.

• Avantage de tuyau PVC :

Tableau VII-2: propriétés des canalisations en PVC.

Propriétés chimiques	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques. - Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté. - Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.
Propriétés mécaniques et physiques	<ul style="list-style-type: none"> - Résistance à l'abrasion. - Résistance aux charges extérieures. - Résistance et réaction au feu. - Tenue à la pression. - Étanchéité.
Propriétés économiques	<ul style="list-style-type: none"> - Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans. - Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.



Figure VII-3:Canalisations en PVC.

(Source : Catalogue groupe Chiali)

- Les diamètres normalisés des canalisations en PVC :

Tableau VII-3: dimension des conduites PVC.

Ø nominal mm	Tolérances sur Ø mm	CR2 SDR51		CR4 SDR41		CR8 SDR34	
		e min mm	e max mm	e min mm	e max mm	e min mm	e max mm
110	+0,3	—	—	3,2	3,8	3,2	3,8
125	+0,3	—	—	3,2	3,8	3,7	4,3
160	+0,4	3,2	3,8	4,0	4,6	4,7	5,4
200	+0,5	3,9	4,5	4,9	5,6	5,9	6,7
250	+0,5	4,9	5,6	6,2	7,1	7,3	8,3
315	+0,6	6,2	7,1	7,7	8,7	9,2	10,4
400	+0,7	7,9	8,9	9,8	11,0	11,7	13,1
500	+0,9	9,8	11,0	12,3	13,8	14,6	16,3
630	+1,1	12,3	13,8	15,4	17,2	18,4	20,5

(Source : Catalogue groupe Chiali)

- Dans notre étude, l'ensemble des eaux rejetées seront évacuées par des conduites circulaires en PVC et CAO ces derniers présentent d'excellentes propriétés de résistance chimique et mécanique, elles sont moins coûteuses et existent pour des diamètres importants (jusqu'à 1200 mm).

VII.1.2 Assemblage :

VII.1.2.1 Assemblage à joint :

- nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, se joint ainsi que le bout male à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.
- Tracer un repère sur le bout male coupé d'équerre et chanfreiné.
- Lubrifier le bout male et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse).
- Introduire le bout male dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout male dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male.

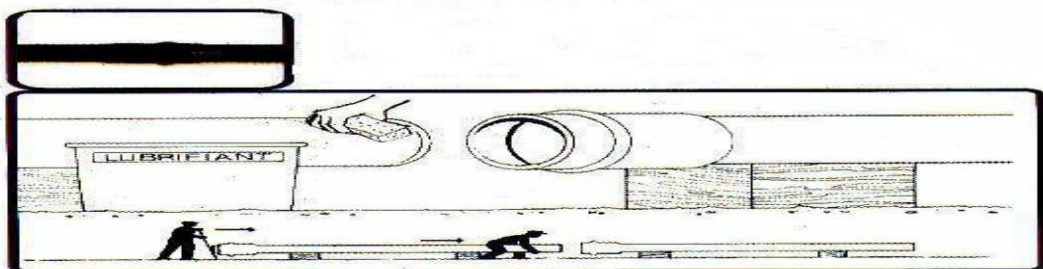


Figure VII-4: étapes d'assemblage par emboîtement.

VII.1.2.2 Joints des conduites en CAO :

- **joint à collet** : Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est que dans les bons sols, à pente faible.
- **joint demi-boitement** : Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.



Figure VII-5: joints à collet et demi-empoitement.

VII.1.3 Différentes actions supportées par la conduite :

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

- Les actions mécaniques :

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

- Les actions chimiques :

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

VII.1.4 Protection des conduites :

Toute canalisation fabriquée avec un tel matériau subit a des actions précédentes, doit être protégée.

Les moyens de la lutte contre ces actions sont :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S) qui est le principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment lumineux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VII.1.5 Les essais des conduites préfabriquées :

Avant d'entamer la pose des canalisations et assurer ces bons fonctionnements, il est obligatoire de faire quelques essais notamment :

- Essai à l'étanchéité.
- Essai à l'écrasement.
- Essai à la corrosion.

VII.1.5.1 Essai à l'étanchéité :

C'est un essai qui permet de vérifier l'étanchéité de canalisation, et pour objectif d garantir le transport de la totalité des eaux usées et/ou pluviales vers leur exutoire et d'empêcher l'infiltration des eaux parasites.

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

- A l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
- Essai à l'eau : effectuée pendant 30 minutes pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
- Essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
- Essai à l'air : sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.

Risques si le réseau n'est étanche :

- La pollution du terrain naturel par exfiltration.

- La pénétration des racines.
- L'affaissement du sol par lessivage de la zone d'enrobage de la canalisation conduisant à la dégradation prématurée de l'ouvrage.
- La pénétration d'eaux parasites perturbant le fonctionnement du réseau et de la station d'épuration.

VII.1.5.2 Essai à l'écrasement :

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

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

VII.1.5.3 Essai à la corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

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

VII.1.6 Pose de canalisation:

VII.1.6.1 Les conditions de pose :

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches.
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses,

Vieilles maçonneries, ...) qui constituent des tasseaux naturels.

VII.1.6.2 Les modes de pose :

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

- **Terrain normale :**

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable de 10 ou 20 cm.

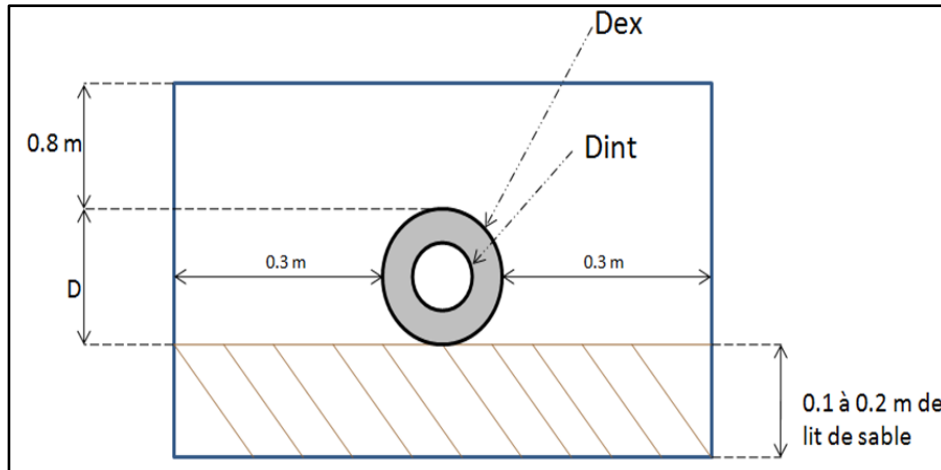


Figure VII-6:Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.

- **Mauvais terrain :**

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

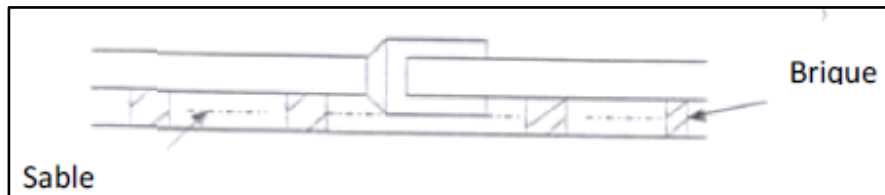


Figure VII-7:Pose de canalisation sur un mauvais terrain.

- **Terrain très mauvais :**

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagée au fond de la tranchée.

VII.2 Les ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.

- Les ouvrages spéciaux.

VII.2.1 Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VII.2.1.1 Les branchements :

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

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

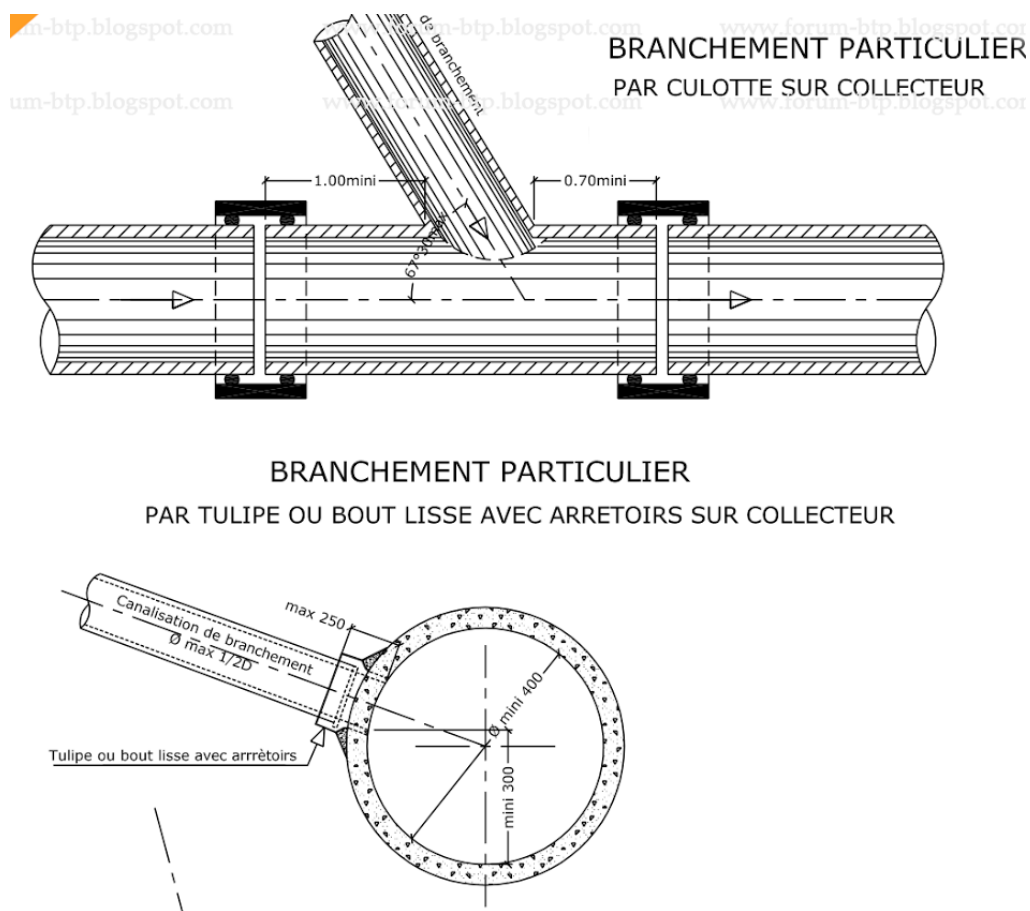


Figure VII-8:Schéma d'un branchement simple.

VII.2.1.2 Les ouvrages de collecte et de transport :

• Les fossés :

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

• Les caniveaux :

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

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

VII.2.1.3 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

VII.2.1.4 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

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

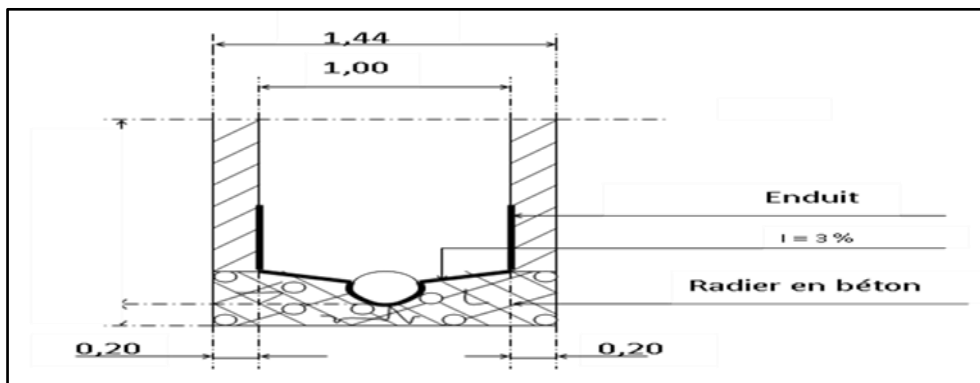


Figure VII-9:Exemple d'un regard simple.

Dans le système d'assainissement le regard a quatre fonctions principales, il permet de :

- Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment.
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonctions.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.

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

Regard de visite : ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long du collecteur. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser. Ils servent d'accès à l'intérieur du collecteur en cas d'entretien et de réparation.

Regard de ventilation : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.

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

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

Regard de chute : Ces regards sont utilisés en cas de forte pente et sont très utiles pour la gestion de réseau.

Les regards de toboggan : ces regards sont utilisés en cas d'exhaussement des remous.

Les regards latéraux : ils sont placés latéralement par rapport à l'axe du collecteur, lorsque le diamètre est important.

Les regards doubles : sont utilisés dans le cas d'un système séparatif, recevant la conduite d'eau pluvial et la conduite d'eau usées.

→ Dans notre projet, on va baser sur les **regards de jonction et de visite** qui sont utilisés dans les terrains plats, **des regards de chute** dans les terrains ayant des fortes pentes.

→ Dimensionnement de regard de chute :

Méthode de la parabole :

Au point de chute, le jet s'amortit, on peut donc supposer que la résultante du jet est la superposition de 2 paraboles avec un point de symétrie situé au point d'inflexion de la courbe (d'abscisse x_0).

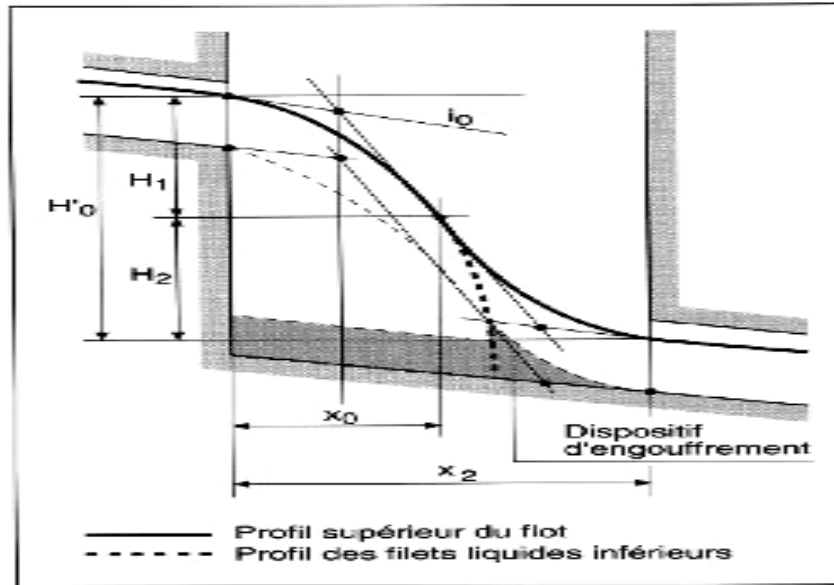


Figure VII-10: Principe de conception d'un regard de chute.

En posant :

$$H_1 = H_2 = \frac{H_0}{2} \tag{VII-1}$$

H_0 : valeur de chute (m).

L'abscisse du point d'inflexion :

$$X_0 = V_0 \sqrt{\frac{H_0}{g}} \tag{VII-2}$$

Longueur du regard :

$$L = 2X_0 \tag{VII-3}$$

Les résultats de calculs sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4: résultats de dimensionnement des regards de chute.

Collecteurs	N° des regards	Cotes projet (m)		Profondeur (m)		Chute (m)	Longueur calculée (m)	Longueur adaptée (m)
		amont	aval	amont	aval			
COL B	R57	479,01	477,71	2,00	1,30	0,70	1,013	1,10
	R58	477,26	476,06	1,80	1,20	0,60	0,938	1,00
	R63	473,85	471,75	1,52	2,10	0,58	0,987	1,00
	R64	472,95	471,73	1,95	1,22	0,73	1,034	1,10
	R74	442,09	440,59	2,30	1,50	0,80	1,339	1,40
	R75	439,64	436,94	1,82	2,70	0,88	1,135	1,20
	R100	463,69	461,89	2,37	1,80	0,57	1,653	1,70
R101	462,18	460,18	2,80	2,00	0,80	1,216	1,30	

VII.2.2 Les ouvrages spéciaux :

VII.2.2.1 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un véritable "fusible hydraulique" ou une "soupape de sécurité".

Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Il peut être précisé par différents aspects, comme par exemple:

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.
- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes :

- **Physiques (géométrie et hydraulique) :**

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...).

- **Environnementales :**

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

- **Economiques :**

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

- **Gestion :**

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles).Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien

➤ **Le positionnement des déversoirs d'orage :**

La construction d'un déversoir d'orage résulte théoriquement d'une étude économique, en plus de considérations techniques.

Il ne peut y avoir de déversoir que s'il y a un émissaire pouvant recevoir les eaux d'un collecteur de décharge, aussi bien sous l'angle débit que sous l'angle pollution.

Quand c'est le cas, le nombre et la position des déversoirs résultent de comparaisons économiques.

Chaque fois que l'on met un déversoir, on crée un ouvrage coûteux, mais on réduit le diamètre du collecteur aval. Il n'y a donc pas de règle générale.

Les déversoirs d'orage pourront être placés :

- 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 plusieurs types de déversoir :

• **Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :**

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

• **Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre :**

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

• **Déversoir d'orage à ouverture du fond :**

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

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphonoïdes.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à seuil haut.
- Les déversoirs à seuil bas.
- Les déversoirs by-pass.

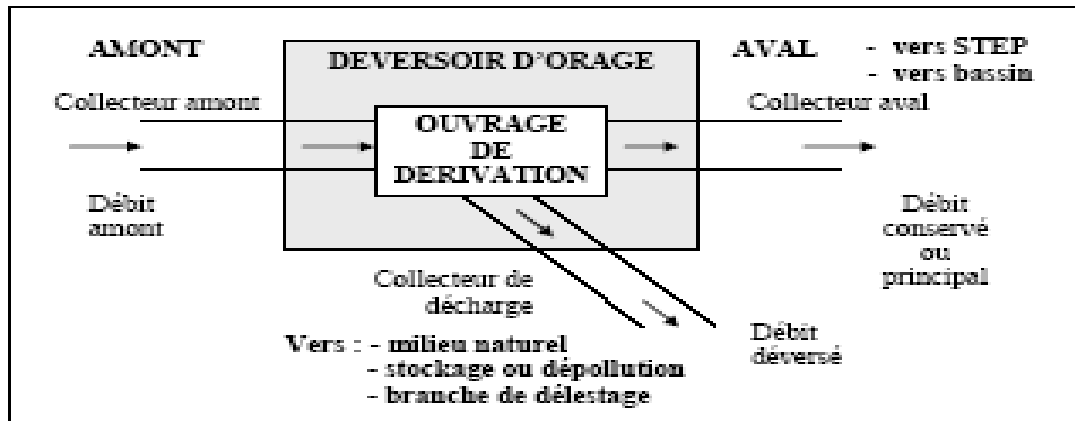


Figure VII-11:Schéma de principe du déversoir d'orage.

(source :qdoc.tips-déversoir)

➤ **Dimensionnement des déversoirs d'orage :**

Pour notre cas, nous optons pour la triple dilution c'est à dire une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale.

- 1- Déterminer le débit total « Q_t » :

$$Q_t = Q_{pl} + Q_{eu.dom} + Q_{eu.pub} + Q_{epar} \quad (VII-4)$$

- 2- Déterminer le débit critique « Q_{cr} » :

$$Q_{cr} = Q_t * Z \quad (VII-5)$$

- 3- coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (VII-6)$$

t_c : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer.

- 4- Le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers le bassin de décantation : Q_{bd}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{bd} \quad (VII-7)$$

On calcule le débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{bd} \quad (VII-8)$$

- 5- Détermination de débit allant vers le bassin de décantation :

- Calcul de débit de point d'eau usée :

$$Q_{pte} = Q_{moy} * K_p \quad (VII-9)$$

Avec :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad (VII-10)$$

- Tenant compte de la dilution :

$$Q_{bd} = Q_{pte} * (1 + 2) \quad (VII-11)$$

6- Déterminer des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

- Hauteur du seuil du déversoir : h_{seuil}

→ $R_{Q.av} = \frac{Q_{bd}}{Q_{ps}} \quad (VII-12)$

→ Abaque

→ $R_h = \frac{h_{seuil}}{D}$ Et $R_v = \frac{v}{v_{ps}} \quad (VII-13)$

→ $h_{seuil} = R_h * D \quad (VII-14)$

- Hauteur d'eau à l'entrée de déversoir : h_{tcr}

→ $R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \quad (VII-15)$

→ Abaque

→ $R_{hcr} = \frac{h_{tcr}}{D}$ D'où $h_{tcr} = R_{hcr} * D \quad (VII-16)$

- Hauteur d'eau déversée : h_{dev}

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{seuil} \quad (VII-17)$$

7- en fonction de la topographie, de l'endroit de la décharge (un autre collecteur), les conditions hydrauliques ; on choisit le type du déversoir (forme, matériau) d'où l'on fixe le coefficient du débit 'm'. Si le déversoir est de type latéral, le coefficient 'm' sera corrigé par un autre coefficient 'k' qui tient compte de la variation des hauteurs au niveau du seuil.

8- à la base de la formule suivante, on déduit la largeur du seuil L :

$$Q_{dev} = mLh_{dev}\sqrt{2gh_{dev}} \quad \text{D'où} \quad L = \frac{Q_{dev}}{m\sqrt{2gh_{dev}}^{3/2}} \quad (VII-18)$$

Les caractéristiques du seuil sont :

Le coefficient m

La hauteur h_{seuil}

La largeur L

→ Pour notre étude nous allons utiliser deux déversoirs d'orages, du type frontal.

• Les données de base de déversoir n°1 sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 2.4728 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.5297 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.2208 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit rejeté vers l'oued: $Q_{dev} = 1.8567 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit restant allé vers le bassin : nous optons pour la triple dilution c'est à dire une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale (1+2) : $Q_{bd} = 0.6624 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 624 \text{ mm}$

- **Les données de base de déversoir n°2 sont les suivantes :**

Diamètre d'entrée : $D_e = 800 \text{ mm}$

Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 0.8474 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.5843 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0.0975 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit rejeté vers l'oued: $Q_{dev} = 0.5239 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit restant allé vers le bassin : nous optons pour la triple dilution c'est à dire une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale (1+2) : $Q_{bd} = 0.2925 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 400 \text{ mm}$

Les résultats de calculs sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau VII-5: résultats de dimensionnement des déversoirs d'orges.

D.O	type	$Q_{dev}(\text{m}^3/\text{s})$	$h_{seuil}(\text{mm})$	L(m)
DO N°1	frontal	1.86	500	4,8
DO N°2	frontal	0.52	500	3.4

➤ **Les dégrilleurs :**

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement, il convient de placer des dégrilleurs.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0.5 à 1.5) m/s.

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles.

On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

Dans notre projet les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

➤ **Dimensionnement de La grille :**

On a la formule suivante :

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{max}(1-\beta)\delta} \quad \text{(VII-19)}$$

Avec :

L : Longueur de la grille.

α : Inclinaison de la grille ($\alpha=60^\circ$).

h_{max} : hauteur d'eau max (0.3à 0.8m).

β : Coefficient de colmatage ($\beta=0.25$)

$\delta=0.5$: Curage automatique et $\delta=0.25$: Curage manuel.

S : surface de la grille :

$$S = \frac{Q}{v_e} \quad \text{(VII-20)}$$

Avec :

V_e : vitesse d'entrée.

l : la largeur de la grille :

$$l = \frac{S}{L} \quad \text{(VII-21)}$$

L'écartement entre les barreaux de la grille est de 1,5 cm.

Les résultats de calculs sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6: resultats de dimensionnement des grilles.

D.O	Ve (m/s)	S (m ²)	L (m)	l (m)	Nbr de barreaux
DO N°1	3.68	0.73	4.25	0,17	12
DO N°2	3,22	0,26	1.53	0,20	12

VII.2.2.2 Bassins de décantations :

Pour des raisons de préservation des conditions environnementales du milieu récepteur et de la protection de la santé publique, il est préférable d'implanter d'un bassin de décantation en aval du réseau d'assainissement.

- Dimensionnement du bassin de décantation:

Calcul de la surface du bassin :

$$A = \frac{Q_c}{v_s} \quad \text{(VII-22)}$$

Avec :

Q_c : Débit à traiter

V_s : Vitesse de sédimentation $V_s = 0.652$ cm/s (Source : tableau de vitesse de sédimentation. Goldman, 1986).

A : Surface du bassin m².

Calcul de volume du bassin :

$$V = Q_c * T \quad \text{(VII-23)}$$

Avec :

T : Temps de rétention des eaux usées dans le bassin (T= 60 min).

Calcul de profondeur du bassin :

$$H = \frac{V}{A} \quad \text{(VII-24)}$$

Les résultats de calculs sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau VII-7: résultats de dimensionnement des bassins de décantations.

B.D	Q _c (l/s)	A _{cal} (m ²)	V _{cal} (m ³)	H _{cal} (m)
BD N°1	66.24	101,60	238.46	2.35
BD N°2	29.25	44.86	93.60	2.09

Après le bassin de décantation, un autre bassin d'affinement planter de roseau sera implanter, une superficie de 2 m² par habitant sera adoptée (car la région est assez ensoleillée) pour garantir un rendement épuratoire de l'ordre de 60%(AERM, 2007).

Voir le schéma ci après :

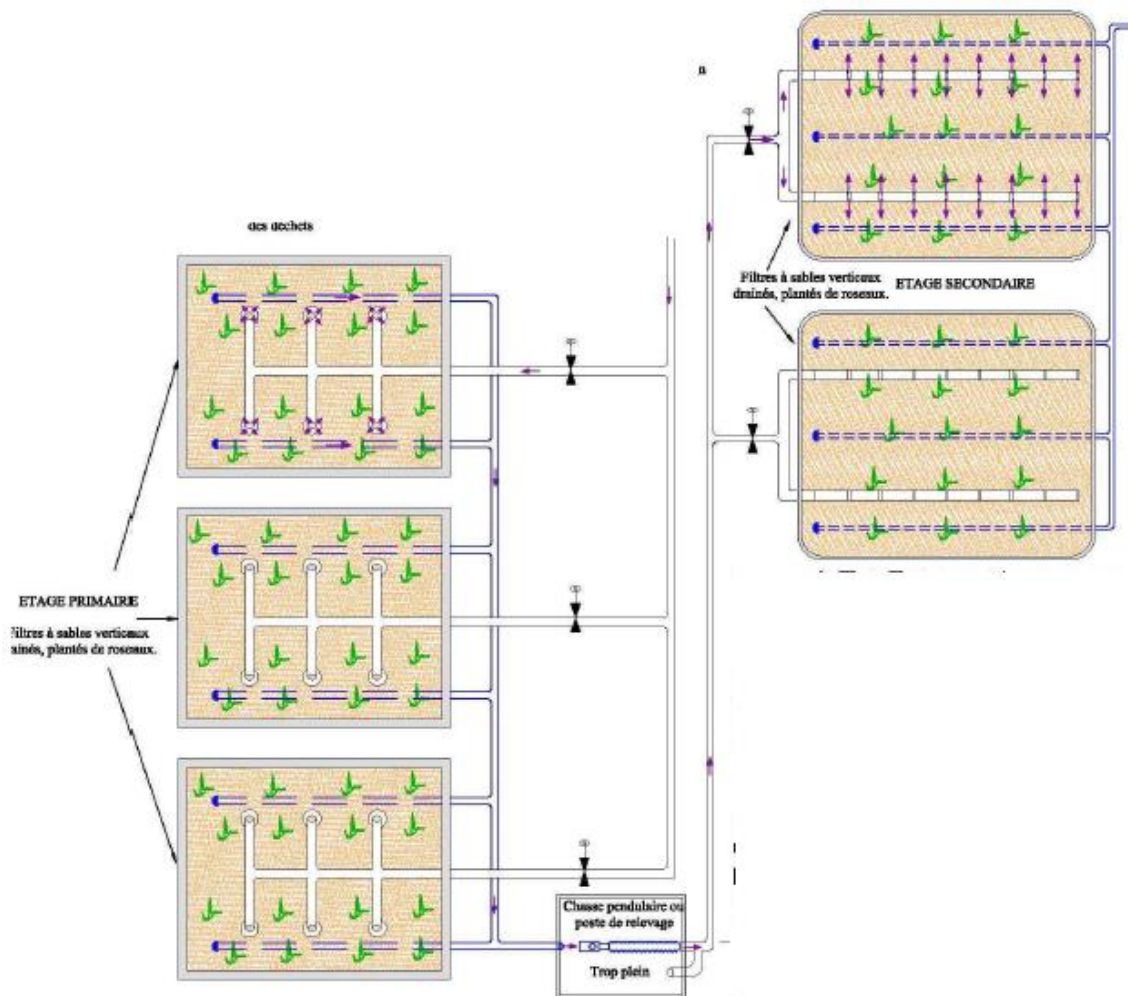


Figure VII-12: schéma synoptique des filtres verticaux (vue en coupe).

VII.2.2.3 Ouvrage de rejet:

Il est conçu pour l'évacuation des eaux pluviales dans un cours d'eau, ce dernier est construit sur la rive de chaaba qui verse vers l'oued.

Cet ouvrage a pour but de dissipé l'énergie d'écoulement à la sortie, et maintien la stabilité du collecteur dans le lieu de vidange.

Donc il est nécessaire pour la protection des rives contre l'érosion provoquée par la vitesse d'écoulement.

Pour notre cas, nous projetons l'ouvrage de sortie sur la rive droite de chaaba qui verse l'oued El Maleh.

• Composantes de l'ouvrage :

Cet ouvrage est constitué :

- Dune paroi verticale d'épaisseur 0.2m et hauteur correspondant a la dimension extérieure de la canalisation+0.3m.
- Deux parois latérales (bajoyers) d'épaisseur 0.2m et de hauteur décroissante vers l'aval.
- Un radier d'épaisseur 0.25m, de section divergente vers l'aval a partir de la sortie de canalisation, avec une pente de 2%, une longueur de 2m et une clé d'encrochement a extrémité.
- Un encrochement de même pente et même largeur que l'extrémité aval du radier, la longueur est variable et arrive jusqu'à la berge de l'exutoire.

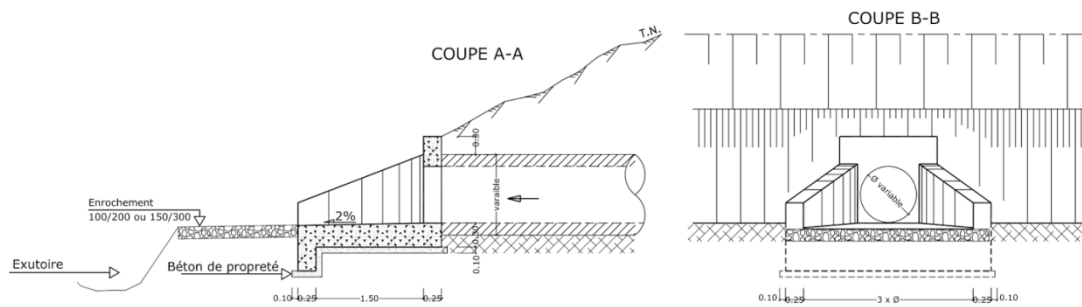


Figure VII-13:schéma d'ouvrage de rejet.

Dimension d'ouvrage de rejet : Les dimensions de l'ouvrage de rejet se présentent comme suit :

Tableau VII-8: dimension d'ouvrage de rejet.

composantes	dimension
Paroi verticale	Epaisseur=0.25m H= dimension extérieur+0.25m
Parois latérales (bajoyers)	2bajoyers d'épaisseur 0.3m Hauteur décroissante
Radier	Epaisseur=0.3m Section trapézoïdale divergente Pente=2% Longueur=2m Clé d'encrage d'épaisseur=0.3m

Béton de propreté	Epaisseur=0.1m sur tout le radier y compris sous la clé d'encrage
Enrochement	En pierre de carrière de taille 100/200 ou 150/300 Même pente que le radier Largeur=3Ø pour conduite Longueur variable et arrive jusqu'à la berge de l'exutoire
Matériau radier et parois	Béton classe B2 dosé à 350kg/m ³ avec adjonction d'hydrofuge de masse en présence de nappe
Ferraillage	Légèrement arme (condition de non fragilité) (60kg d'acier/m ³ de béton)
étanchéité	Joint souple

(Source : fichier technique des ouvrages)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cités beaucoup d'éléments constitutifs du réseau d'égout, et projetés des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix s'est porté sur les canalisations en PVC et en CAO pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

De l'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Les regards de jonction et de visite et chute.
- Les bouches d'égout.
- Un déversoir d'orage de types frontal avec leurs ouvrages de protection.
- Bassin de décantation.
- Les ouvrages de rejet.

Afin de protéger la santé publique et l'environnement, nous avons utilisés aussi des bassins d'affinement planté de roseau.

CHAPITRE VIII:

Management de projet

Introduction :

Management de projet est l'ensemble des dispositions envisagés pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles et la bonne utilisation des moyens humains , des matériels et des matériaux pour abaisser les couts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroitre la productivité.

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

VIII.1 Exécution des travaux :

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

- Vérification, manutention et stockage des conduites.
- Décapage de la couche de végétation et du goudron.
- Emplacement des jalons des piquets (piquetage).
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des conduites.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards et des boites de branchement.
- Exécution des ouvrages spéciaux.
- Exécution des bassins d'affinement planté de roseau.
- Remblai des tranchées.
- Travaux de finition.

VIII.1.1 Vérification, manutention et stockage des conduites :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités.
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité.
- Le marquage en cas de défaut.

VIII.1.1.1 Manutention :

Lors de chargement et transport, il faut éviter :

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

Lors de déchargement, il faut éviter :

- le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.
- Les tubes ne doivent pas être roulés sur des pierres ou sur le sol rocheux.

VIII.1.1.2 Stockage :

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

VIII.1.2 Décapage de la couche de végétation (goudronné) :

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

$$V = bHL \quad \text{(VIII-1)}$$

Avec :

H : Epaisseur de la couche végétale (m).

b : Largeur de la couche végétale (m).

L : Longueur totale de tranché (m).

VIII.1.3 Emplacement des jalons des piquets :

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

VIII.1.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain. Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

VIII.1.4.1 La profondeur de la tranchée :

Les profondeurs de fouille prévues au projet doivent être respectées, en prévoyant la place nécessaire à la mise en œuvre du lit de pose.

$$H = e * d * h \quad \text{(VIII-2)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur de lit de pose (m).

d : diamètre de la conduite (m).

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

VIII.1.4.2 Largeur de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + 2c \quad \text{(VIII-3)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

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

VIII.1.5 Aménagement du lit de pose :

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille mais sur un lit de pose, d'une hauteur de 10cm au minimum, constitué de sable propre. Le lit de pose doit être soigneusement compacté.

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

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$Vs = L * B * e \quad \text{(VIII-4)}$$

Avec :

Vs : volume du sable en (m³).

L : Longueur de la tranchée en (m).

B : Largeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur du sable, e = 20 cm.

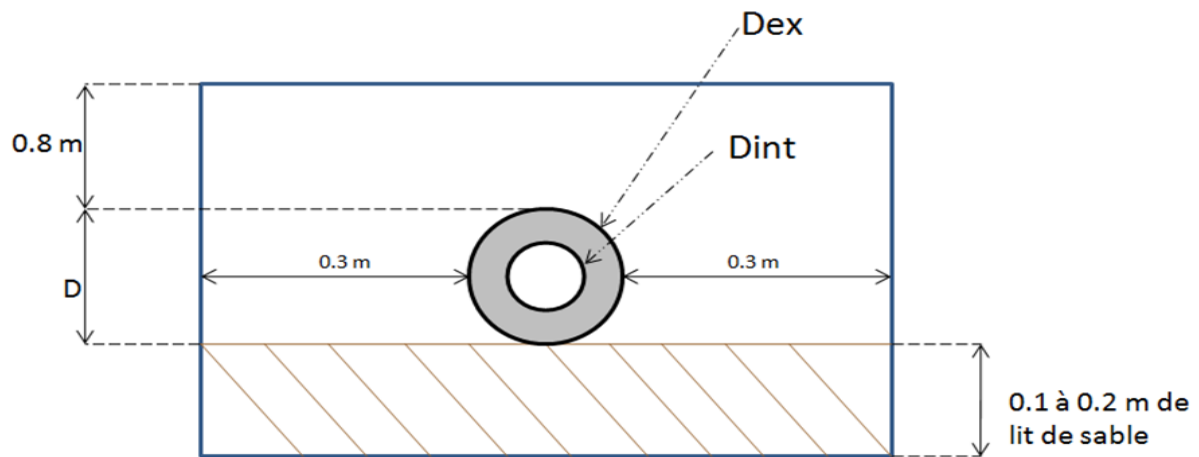


Figure VIII-1:schéma de Pose du lit de sable.

VIII.1.6 La mise en place des conduites :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

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

VIII.1.7 Assemblage des conduites:

Pour effectuer la jointure de ces conduites, on doit prendre en considération la section, la forme et la nature du matériau de la conduite.

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

VIII.1.8 Essais sur les joints et les canalisations :

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

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

VIII.1.9 Construction des regards et des boîtes de branchement :**VIII.1.9.1 Réalisation des regards :**

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

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

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

VIII.1.9.2 Réalisation des boîtes de branchement :

Les boîtes de branchement seront dressées avec grille. Les branchements particuliers doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement. Ils seront exécutés en tronçon aussi rectiligne que possible, de pente égale au minimum à 3%. Le diamètre de la canalisation doit être inférieur à celui de la canalisation publique.

Les canalisations de branchement seront de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

VIII.1.10 Exécution des ouvrages spéciaux :

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

VIII.1.11 Exécution des bassins d'affinement :

Les lits plantés de roseaux seront réalisés par la méthode des déblais-remblais, mais la surface utile se situera au minimum à la cote des plus hautes eaux, afin d'éviter la déstabilisation des

ouvrages en cas de crue. Une plate-forme devra ainsi être aménagée sur le site d'emplacement des bassins. Pour cela, il devra être procédé, en phase préparatoire, au terrassement de la parcelle, uniquement sur la surface concernée par le projet.

L'assemblage des couches de matériaux devra respecter les règles de TERZAGHI concernant les conditions de transition granulométrique afin d'éviter le mélange des couches et la migration des particules.

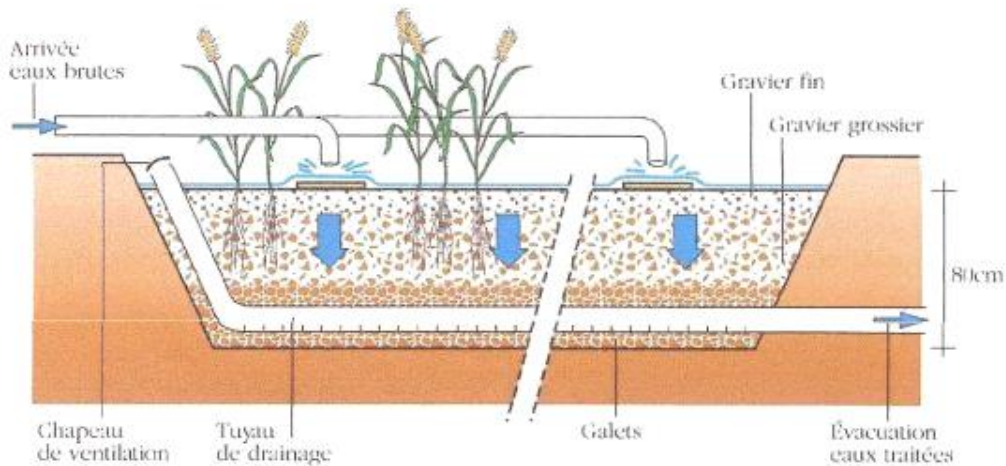


Figure VIII-1: coupe transversale schématique d'un filtre.

VIII.1.12 Remblaiement des tranchées :

VIII.1.12.1 Matériau d'enrobage :

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm au-dessus de sable ou grave contenant moins de 12% de fines et ne contenant pas d'éléments de diamètre supérieur à 30 mm.

VIII.1.12.2 Couverture :

Le remblaiement de la tranchée est effectué avec le produit d'extraction de fouille expurgé des éléments supérieurs à 100mm, des débris végétaux ou animaux, etc..., et choisissant de préférence des matériaux contenant moins de 30% d'éléments supérieurs à 20 mm à l'exception toutefois des tourbes, vases et sols très organiques.

Il est également conseillé d'éliminer les argiles et limons dont la teneur en eau n'est pas voisine de la valeur optimale déterminée à l'essai 'Proctor modifié'.

Ce remblaiement est réalisé par couches successives, d'épaisseur maximale 30 cm, qui doivent être compactées l'une après l'autre.

VIII.2 Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

➤ 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 :

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains faciles à décapés, elle est le meilleur engin à adopter pour ce type de travaux ; et on utilise le « Bulldozer » dans les terrains difficiles.

➤ Pour l'excavation des tranchées :

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

Le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.

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

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

➤ **Pour le remblaiement des tranchées :**

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

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

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

➤ **Pour le compactage :**

Après les travaux de pose des canalisations, il faut faire le remblayage de la tranchée et le bien compacté. Donc on a besoin d'un engin de compactage, et puisque la tranchée à une petite surface on peut utiliser les compacteurs à main.

VIII.3 Détermination des différents volumes des travaux :

- Volume du décapage de la couche végétale:

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VIII-5})$$

Tel que :

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

H_{cv} : profondeur de la couche végétale (on prend $H_{\text{cv}}=0.1\text{m}$) (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

- Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VIII-6})$$

Tel que :

V_{d} : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

- Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VIII-7})$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur de la couche de sable (on prend e=0.2) (m).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

➤ Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}/4) \times L \quad \text{(VIII-8)}$$

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

➤ Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad \text{(VIII-9)}$$

Avec :

V_e : volume d'enrobage (m³).

H_e : hauteur d'enrobage(m).

B: Largeur de la tranchée(m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

➤ Volume du remblai de protection:

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad \text{(VIII-10)}$$

Avec :

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_d : volume du déblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

V_{cond} : Volume de conduite (m³).

➤ Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad \text{(VIII-11)}$$

Tel que :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).

V_f : Volume du sol foisonné (m³).

V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(VIII-12)}$$

Avec :

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

Tableau VIII-1:coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Type de sol	K_f
Sables, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.30

(Source : Métré de terrassement-cours génie civil)

Pour notre cas nous avons prend : $K_f = 1,24$.

Les résultats du calcul des différents volumes sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2: résultats de calcul des volumes.

$V_{dec} (m^3)$	$V_d (m^3)$	$V_{ls} (m^3)$	$V_{cond} (m^3)$	$V_{rem} (m^3)$	$V_{exc} (m^3)$
1273,81	27071,64	929,13	28498,32	19493,12	17913.48

Avec :

V_{dec} : volume de la couche végétale décapée (m^3).

V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).

V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).

V_{rem} : volume du remblai (m^3).

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

VIII.4 Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VIII-3: davis quantitatif et estimatif.

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
I	Travaux de terrassement				
1	Décapage à grande masse	m^3	1273,81	500	636 905,00
2	Déblai de tranchée	m^3	27 071,64	800	21 657 312,00
3	Pose lit de sable, e=20cm	m^3	929,13	1200	1 114 956,00
4	Remblai de la tranchée	m^3	19 493,12	200	3 898 624,00
5	Evacuation des déblais excédentaires	m^3	17 913,48	300	5 374 044,00
6	Grillage avertisseur	ml	7 544,00	50	377 200,00
II	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
	Canalisation en PVC (CR8)				
1.1	Ø315mm	ml	5237	2500	13 092 500,00
1.2	Ø400mm	ml	171	4000	684 000,00
1.3	Ø500mm	ml	213	6000	1 278 000,00
1.4	Ø630mm	ml	394	8000	3 152 000,00
	Canalisation en CAO (135A)				

1.5	Ø800mm	ml	458	12000	5 496 000,00
1.6	Ø1000mm	ml	820	18000	14 760 000,00
1.7	Ø1200mm	ml	251	22000	5 522 000,00
2	Génie civil :				
2.1	Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte de:				
	Profondeur de 0 à 2,0 m	U	301	90000	27 090 000,00
2.2	Exécution de regard de chute en béton armé avec tampon en fonte de :				
	Profondeur 1,0 à 2,0m	U	6	80000	480 000,00
2.3	Exécution de déversoir d'orage en béton armé	U	2	120000	240 000,00
2.4	Exécution de bassin de décantation en béton armé	U	2	150000	300 000,00
2.5	Exécution de bassin d'affinement planté en roseau	U	2	100000	200 000,00
2.6	Exécution de l'ouvrage de rejet en béton armé	U	2	300000	600 000,00
				Total (HT) :	105 953 541,00
				T.V.A (19%)	20131172,79
				Total (T.T.C)	85 822 368,21

VIII.5 Planification des travaux :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail.
- observations instantanées.
- analyse des tâches.
- le chronométrage.
- définition des objectifs et des attributions.
- simplification des méthodes.
- stabilisation des postes de travail.

VIII.5.1 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

• **Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre

les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

1. Réseau à flèches :

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

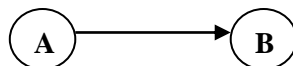


L'opération A précède l'opération B

2. Réseau à nœuds :

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

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



• **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **Détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

• **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.5.2 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

• **Collection des informations :**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

• **Décomposition du projet :**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

• **Relations entre les tâches :**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

• **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 tar.

MT : marge totale.

Et :

$$\mathbf{DFP = DCP + TR} \tag{VIII-13}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR} \tag{VIII-14}$$

• **C.P.M : méthode du chemin critique :**

Chemin critique (C.C) : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases} \tag{VIII-15}$$

• **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:

$$T = \frac{Q N}{n} \tag{VIII-16}$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes.

• **Définitions des tâches et leurs durées :**

- **Les opérations concernant les tronçons projetés :**

Concernant le réseau projeté les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 20 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joins dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

- **Les opérations concernant les tronçons rénovés**

Les travaux cités ci-dessus sont les mêmes pour la rénovation des tronçons à une différence près, en effet après le décapage il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, et pour la construction des regards vue qu'ils existent déjà, et puis la suite des travaux s'effectue comme pour un nouveau tronçon.

- **Symboles des différentes opérations et leur durée**

Pour notre projet, les principales opérations à exécuter sont :

Tableau VIII-4: Les symboles et les durées de différentes opérations.

Operations	symboles	durée
Piquetage	A	15
Décapage de la couche de goudron et celle de la végétation	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	65
Aménagement du lit de pose	D	20
Construction des regards (de jonction et de chute)	E	40
La mise en place des canalisations en tranchée	F	20
Constructions des ouvrages annexes	G	30

Assemblage des tuyaux	H	20
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	I	20
Remblai des tranchées	J	25
Travaux de finition	K	20

Remarque :

Les travaux de construction des ouvrages annexes signifient les travaux suivants : les travaux de réalisation des déversoirs d'orages, bassins de décantations, de filtration, les bouches d'égout et les ouvrages de rejet.

Les opérations précède et succède :

Tableau VIII-5 : l'opération précède et succède de chaque opération.

Operations	précède	succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D, G
D	C	E, F
E	D, G	J
F	D	H
G	C	E
H	F	I
I	H	J
J	I, E	K
K	J	-

La détermination des délais par la méthode de tableau :

Tableau VIII-6: Détermination des délais.

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	65	35	100	35	100	0
D	20	100	120	100	120	0
E	40	130	170	140	170	30
F	20	120	140	120	140	0
G	30	100	130	110	10	30
H	20	140	160	140	160	0
I	20	160	180	160	180	0
J	25	180	205	180	205	0
K	20	205	225	205	225	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique :

A-B-C- D-F-H-I-J-K

Avec un temps de réalisation égale a: $\sum TR = 225$ jours

Réseau à nœuds (méthode CPM) :

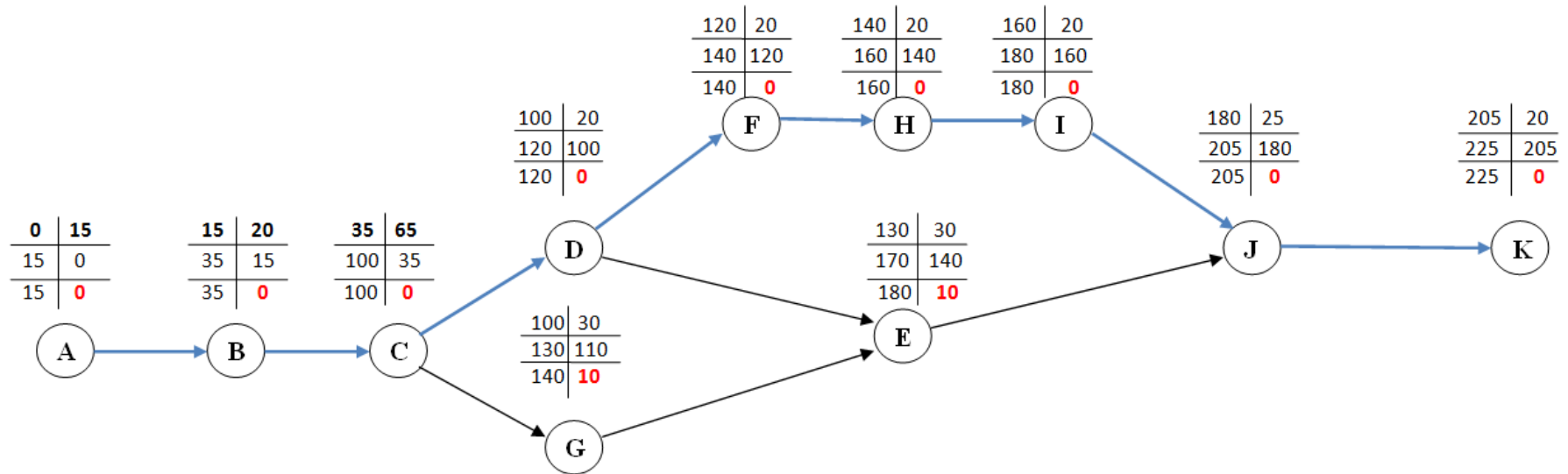


Figure VIII-3:Réseau à nœuds.

Avec :

→ : Chemin critique.

A : Operations.

Calendrier de planification des travaux:

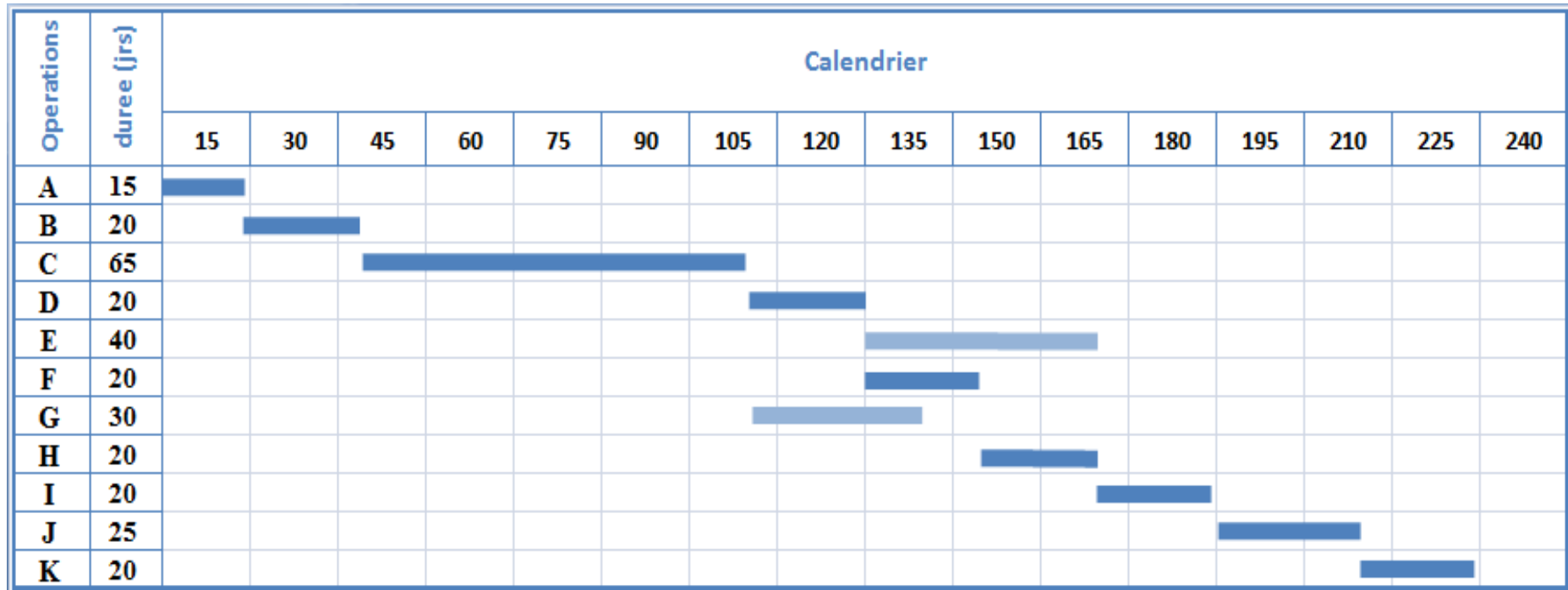


Figure VIII-4:Diagramme de GANTT.

Avec :

■ : Chemin critique.

Donc, suivant une planification optimale des travaux ; la durée du chantier sera de sept mois et demi.

Conclusion :

L'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

A travers ce chapitre, nous avons évalués la durée de réalisation du projet en se basant sur la succession des taches par la méthode de CPM d'un coté et nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à estimes le coût total de notre projet estimé à **85 822 368,21 DA**, avec une durée de réalisation de 225 jours.

Conclusion générale :

L'objectif de notre étude est de diagnostiquer et rénover le réseau d'assainissement de la ville de DRAA BEN KHELFA dans le but d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables, afin d'éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques d'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement). Après, nous avons fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est 177 l/s/ha en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par collecteurs transversal (oblique), acheminant les eaux évacuées vers le milieu naturel (chaaba).

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpés la zone en 09 surfaces élémentaires, choisis le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et optés pour la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans et un horizon de calcul de 2060.

Concernant les éléments constitutifs du réseau d'égout, notre choix est tombé sur les canalisations en PVC et en CAO pour les diamètres supérieure à 630mm, pour les autres ouvrages : nous avons projetés des bouches d'égout, des regards de chutes et des regards de visite et pour les ouvrage spéciaux nous avons choisis les déversoirs d'orage et les bassins de décantation. On a consacré aussi une section à l'étude d'un dispositif épuratoire par filtration et phytoépuration afin de réduire la charge polluante déversée dans le milieu naturel.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de **85 822 368,21 DA** avec une duré de réalisation de **225jours**.

Références bibliographiques :

- 1- Salah.B, 2014, « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement », ENSH, Blida.
- 2- Touaibia.B, 2004, « Manuel pratique d'hydrologie », Madani Frères, Blida.
- 3- Gomella.C et Guerree.H, 1986, « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) », Eyrolles, Paris.
- 4- Lencastre.A, 2008, Hydraulique générale (5ème édition), Edition Eyrolles, Paris. France, 633p.
- 5- Guide d'aide au choix des matériaux des réseaux d'eau potable et/ou d'assainissement, Charte Qualité des réseaux d'eau potable et d'assainissement Languedoc-Roussillon – Swelia, Septembre 2015
- 6- Catalogue technique « tubes PVC et accessoires », Chiali.
- 7- Dr. BENLAOUKLI, « Cours O.D.C 5ème », E.N.S.H, 2007, Blida.
- 8- Procédés d'épuration des petites collectivités du bassin, Rhin-Meuse, Octobre 2007.

ANNEXES

Annexes n°1 :

Tableau VI-4: Dimensionnement des collecteurs secondaires.

COLL	tançons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
COLLECTEUR SECONDAIRE B														
COL B-1	R120-R53	26	2,10	0,0038	72,77	315	0,02	0,35	0,09	27,72	0,71	0,19	2,00	vérifié
COL B-2	R121-R122	26	4,50	0,0033	60,31	315	0,01	0,31	0,07	21,61	0,90	0,27	2,92	vérifié
	R122-R57	16	2,30	0,0087	98,22	315	0,04	0,48	0,14	44,15	1,00	0,20	2,09	vérifié
COL B-3	R123-R124	28	1,70	0,0044	80,19	315	0,03	0,39	0,10	32,03	0,70	0,17	1,80	vérifié
	R124-R125	17	2,20	0,0116	110,07	315	0,06	0,54	0,17	52,96	1,11	0,19	2,04	vérifié
	R125-R126	19	2,50	0,0180	126,87	315	0,09	0,63	0,21	65,77	1,38	0,20	2,18	vérifié
	R126-R127	10	2,80	0,0303	150,86	315	0,14	0,74	0,26	83,19	1,70	0,22	2,31	vérifié
	R127-R60	10	2,40	0,0425	176,38	315	0,21	0,81	0,32	100,21	1,74	0,20	2,13	vérifié
COL B-4	R128-R129	20	2,10	0,0071	92,46	315	0,04	0,45	0,13	40,06	0,90	0,19	2,00	vérifié
	R129-R130	15	2,02	0,0166	127,97	315	0,09	0,64	0,21	66,60	1,25	0,18	1,96	vérifié
	R130-R131	18	1,90	0,0245	149,80	315	0,14	0,73	0,26	82,46	1,39	0,18	1,90	vérifié
	R131-R132	14	2,00	0,0346	168,98	315	0,19	0,80	0,30	95,32	1,55	0,18	1,95	vérifié
	R132-R133	22	1,95	0,0411	181,03	315	0,23	0,82	0,33	103,32	1,59	0,18	1,92	vérifié
	R133-R134	13	2,01	0,0520	196,66	315	0,28	0,86	0,36	114,46	1,68	0,18	1,95	vérifié
	R134-R135	24	1,85	0,0579	207,98	315	0,33	0,89	0,39	123,60	1,66	0,18	1,87	vérifié
	R135-R136	22	2,02	0,0644	212,85	315	0,35	0,90	0,41	127,88	1,76	0,18	1,96	vérifié
	R136-R137	19	1,90	0,0719	224,37	315	0,40	0,93	0,44	138,84	1,77	0,18	1,90	vérifié
	R137-R138	11	2,00	0,0848	236,43	315	0,47	0,98	0,48	151,37	1,90	0,18	1,95	vérifié
COL B-5	R138-R78	18	1,48	0,0927	258,65	315	0,59	1,05	0,56	175,34	1,76	0,16	1,68	vérifié
	R139-R140	23	1,40	0,0044	83,51	315	0,03	0,40	0,11	34,10	0,66	0,15	1,63	vérifié
	R140-R141	23	1,50	0,0088	106,91	315	0,06	0,53	0,16	50,57	0,89	0,16	1,69	vérifié
	R141-R131	18	1,45	0,0145	129,49	315	0,09	0,65	0,22	67,75	1,07	0,16	1,66	vérifié
COL A-6	R142-R143	21	2,10	0,0047	79,03	315	0,03	0,38	0,10	31,32	0,76	0,19	2,00	vérifié
	R143-R131	14	3,20	0,0117	102,97	315	0,05	0,50	0,15	47,63	1,24	0,23	2,46	vérifié
COL B-7	R144-R137	28	2,10	0,0013	48,52	315	0,01	0,27	0,05	17,22	0,54	0,19	2,00	vérifié
COL B-8	R145-R79	17	2,10	0,0021	59,05	315	0,01	0,30	0,07	21,08	0,60	0,19	2,00	vérifié
COL B-9	R146-R147	31	2,10	0,0064	88,96	315	0,03	0,43	0,12	37,67	0,86	0,19	2,00	vérifié

	R147-R148	18	2,02	0,0137	119,30	315	0,08	0,59	0,19	60,00	1,16	0,18	1,96	vérifié
	R148-R149	19	1,90	0,0207	140,69	315	0,12	0,70	0,24	76,01	1,32	0,18	1,90	vérifié
	R149-R150	29	2,00	0,0253	150,13	315	0,14	0,74	0,26	82,69	1,43	0,18	1,95	vérifié
	R150-R151	40	1,95	0,0286	157,96	315	0,16	0,76	0,28	88,02	1,47	0,18	1,92	vérifié
	R151-R152	32	2,01	0,0327	165,22	315	0,18	0,78	0,29	92,85	1,53	0,18	1,95	vérifié
	R152-R153	23	1,85	0,0384	178,31	315	0,22	0,82	0,32	101,49	1,53	0,18	1,87	vérifié
	R153-R154	29	2,02	0,0430	182,92	315	0,23	0,83	0,33	104,61	1,62	0,18	1,96	vérifié
	R154-R81	19	1,90	0,0499	195,73	315	0,28	0,86	0,36	113,76	1,63	0,18	1,90	vérifié
COL B-10	R155-R148	33	2,10	0,0010	44,65	315	0,01	0,26	0,05	16,07	0,53	0,19	2,00	vérifié
COL B-11	R156-R157	25	2,10	0,0034	69,88	315	0,02	0,34	0,08	26,18	0,68	0,19	2,00	vérifié
	R157-R151	19	2,02	0,0078	96,45	315	0,04	0,47	0,14	42,88	0,92	0,18	1,96	vérifié
COL B-12	R160-R153	22	2,10	0,0017	53,67	315	0,01	0,29	0,06	18,97	0,57	0,19	2,00	vérifié
COL B-13	R161-R162	13	2,10	0,0081	97,08	315	0,04	0,47	0,14	43,33	0,94	0,19	2,00	vérifié
	R162-R163	10	2,02	0,0186	133,65	315	0,10	0,67	0,22	70,85	1,30	0,18	1,96	vérifié
	R163-R164	23	1,90	0,0232	146,80	315	0,13	0,72	0,26	80,37	1,37	0,18	1,90	vérifié
	R164-R165	13	2,00	0,0313	162,67	315	0,17	0,78	0,29	91,16	1,51	0,18	1,95	vérifié
	R165-R166	13	1,95	0,0394	178,17	315	0,22	0,82	0,32	101,40	1,57	0,18	1,92	vérifié
	R166-R167	18	2,01	0,0452	186,60	315	0,25	0,84	0,34	107,15	1,63	0,18	1,95	vérifié
	R167-R168	24	1,85	0,0496	196,22	315	0,28	0,86	0,36	114,13	1,61	0,18	1,87	vérifié
	R168-R169	18	2,02	0,0554	201,24	315	0,30	0,87	0,37	118,03	1,70	0,18	1,96	vérifié
	R169-R170	18	1,90	0,0613	211,36	315	0,35	0,89	0,40	126,55	1,70	0,18	1,90	vérifié
	R170-R82	19	2,00	0,0668	216,24	315	0,37	0,91	0,42	130,99	1,77	0,18	1,95	vérifié
COL B-14	R171-R172	22	1,85	0,0101	107,94	315	0,06	0,53	0,16	51,35	1,00	0,18	1,87	vérifié
	R172-R173	25	2,02	0,0189	134,53	315	0,10	0,67	0,23	71,51	1,31	0,18	1,96	vérifié
	R173-R174	32	1,90	0,0259	152,96	315	0,15	0,75	0,27	84,63	1,42	0,18	1,90	vérifié
	R174-R175	35	2,00	0,0322	164,46	315	0,18	0,78	0,29	92,35	1,53	0,18	1,95	vérifié
	R175-R176	40	1,48	0,0378	184,69	315	0,24	0,83	0,34	105,82	1,40	0,16	1,68	vérifié
	R176-R177	39	1,51	0,0434	193,93	315	0,27	0,85	0,36	112,42	1,44	0,16	1,69	vérifié
	R177-R178	41	1,56	0,0488	201,42	315	0,30	0,87	0,38	118,18	1,50	0,16	1,72	vérifié
	R178-R179	20	1,40	0,0599	221,94	315	0,39	0,93	0,43	136,44	1,51	0,15	1,63	vérifié
	R179-R180	35	1,50	0,0663	227,50	315	0,42	0,94	0,45	142,01	1,59	0,16	1,69	vérifié
	R180-R181	37	1,45	0,0723	236,50	315	0,47	0,98	0,48	151,45	1,62	0,16	1,66	vérifié
	R181-R182	30	1,45	0,0796	245,30	315	0,51	1,01	0,51	160,94	1,67	0,16	1,66	vérifié
R182-R183	30	1,40	0,0870	255,27	315	0,57	1,04	0,55	171,72	1,70	0,15	1,63	vérifié	

	R183-R184	25	1,70	0,0959	255,27	315	0,57	1,04	0,55	171,72	1,87	0,17	1,80	vérifié
	R184-R185	27	2,00	0,1041	255,35	315	0,57	1,04	0,55	171,81	2,03	0,18	1,95	vérifié
	R185-R186	40	2,01	0,1097	260,13	315	0,60	1,05	0,56	176,91	2,06	0,18	1,95	vérifié
	R186-R187	30	2,30	0,1170	259,91	315	0,60	1,05	0,56	176,68	2,20	0,20	2,09	vérifié
	R187-R188	30	2,10	0,1244	270,53	315	0,67	1,08	0,60	187,99	2,16	0,19	2,00	vérifié
	R188-R189	35	2,00	0,1308	278,14	315	0,72	1,09	0,62	196,45	2,13	0,18	1,95	vérifié
	R189-R190	39	1,50	0,1365	298,28	315	0,86	1,11	0,72	226,11	1,87	0,16	1,69	vérifié
	R190-R191	29	1,45	0,1441	306,38	315	0,93	1,12	0,78	244,20	1,86	0,16	1,66	vérifié
	R191-R84	20	1,45	0,1552	315,02	315	1,00	1,12	0,85	268,49	1,86	0,16	1,66	vérifié
COL B-15	R192-R193	16	1,70	0,0069	94,89	315	0,04	0,46	0,13	41,76	0,83	0,17	1,80	vérifié
	R193-R175	18	2,20	0,0129	114,76	315	0,07	0,57	0,18	56,53	1,16	0,19	2,04	vérifié
	R194-R195	7	1,70	0,0202	142,30	315	0,12	0,70	0,24	77,17	1,27	0,17	1,80	vérifié
	R195-R196	21	2,20	0,0269	151,03	315	0,14	0,74	0,26	83,31	1,51	0,19	2,04	vérifié
COL B-16	R196-R197	22	2,50	0,0333	159,77	315	0,16	0,77	0,28	89,24	1,67	0,20	2,18	vérifié
	R197-R198	14	2,80	0,0434	172,72	315	0,20	0,80	0,31	97,79	1,86	0,22	2,31	vérifié
	R198-R199	10	2,40	0,0576	197,60	315	0,29	0,86	0,37	115,18	1,84	0,20	2,13	vérifié
	R199-R184	9	2,10	0,0733	221,78	315	0,39	0,93	0,43	136,29	1,85	0,19	2,00	vérifié
COL B-17	R200-R201	19	2,10	0,0054	83,58	315	0,03	0,40	0,11	34,14	0,81	0,19	2,00	vérifié
	R201-R202	20	3,70	0,0106	96,54	315	0,04	0,47	0,14	42,94	1,25	0,25	2,65	vérifié
	R202-R87	19	4,50	0,0160	108,69	315	0,06	0,54	0,16	51,92	1,57	0,27	2,92	vérifié
COL B-18	R203-R202	21	2,60	0,0005	31,81	315	0,00	0,24	0,04	13,27	0,54	0,21	2,22	vérifié
	R204-R205	24	1,70	0,0043	79,34	315	0,03	0,38	0,10	31,51	0,69	0,17	1,80	vérifié
COL B-19	R205-R206	18	2,20	0,0099	103,87	315	0,05	0,51	0,15	48,30	1,04	0,19	2,04	vérifié
	R206-R88	15	2,50	0,0169	123,95	315	0,08	0,62	0,20	63,55	1,34	0,20	2,18	vérifié
	R207-R208	20	3,00	0,0019	52,52	315	0,01	0,28	0,06	18,56	0,68	0,22	2,39	vérifié
COL B-20	R208-R209	15	1,45	0,0066	96,48	315	0,04	0,47	0,14	42,89	0,78	0,16	1,66	vérifié
	R209-R210	27	1,40	0,0103	114,61	315	0,07	0,57	0,18	56,42	0,93	0,15	1,63	vérifié
	R210-R211	17	1,40	0,0161	135,65	315	0,11	0,67	0,23	72,33	1,10	0,15	1,63	vérifié
	R211-R212	22	1,40	0,0206	148,79	315	0,14	0,73	0,26	81,76	1,19	0,15	1,63	vérifié
	R212-R89	20	2,10	0,0152	123,11	315	0,08	0,61	0,20	62,92	1,22	0,19	2,00	vérifié
COL B-21	R213-R209	26	2,50	0,0029	63,75	315	0,01	0,32	0,07	23,15	0,69	0,21	2,18	vérifié
COL B-22	R214-R211	35	2,10	0,0019	55,71	315	0,01	0,29	0,06	19,73	0,58	0,19	2,00	vérifié
COL B-23	R215-R216	31	2,10	0,0059	86,03	315	0,03	0,42	0,11	35,72	0,83	0,19	2,00	vérifié
	R216-R217	26	2,02	0,0129	116,32	315	0,07	0,58	0,18	57,73	1,13	0,18	1,96	vérifié

	R217-R218	28	1,90	0,0193	137,16	315	0,11	0,68	0,23	73,44	1,29	0,18	1,90	vérifié
	R218-R219	33	2,00	0,0249	149,23	315	0,14	0,73	0,26	82,06	1,43	0,18	1,95	vérifié
	R219-R220	38	1,95	0,0296	160,17	315	0,16	0,77	0,28	89,50	1,48	0,18	1,92	vérifié
	R220-R221	36	2,01	0,0347	168,94	315	0,19	0,80	0,30	95,30	1,55	0,18	1,95	vérifié
	R221-R222	42	1,85	0,0390	179,32	315	0,22	0,82	0,32	102,17	1,54	0,18	1,87	vérifié
	R222-R89	43	2,02	0,0432	183,32	315	0,24	0,83	0,33	104,88	1,62	0,18	1,96	vérifié
COL B-24	R223-R216	35	1,56	0,0011	48,98	315	0,01	0,27	0,06	17,36	0,47	0,16	1,72	vérifié
COL B-25	R224-R225	32	1,40	0,0047	85,48	315	0,03	0,41	0,11	35,36	0,67	0,15	1,63	vérifié
	R225-R226	33	2,10	0,0093	102,15	315	0,05	0,50	0,15	47,02	1,00	0,19	2,00	vérifié
	R226-R217	20	3,70	0,0168	114,80	315	0,07	0,57	0,18	56,57	1,51	0,25	2,65	vérifié
COL B-26	R227-R228	25	2,00	0,0044	77,86	315	0,02	0,38	0,10	30,63	0,73	0,18	1,95	vérifié
	R228-R229	23	1,80	0,0092	104,65	315	0,05	0,51	0,16	48,87	0,95	0,17	1,85	vérifié
	R229-R221	20	1,60	0,0146	127,57	315	0,09	0,64	0,21	66,30	1,11	0,16	1,74	vérifié
COL B-27	R230-R229	17	2,40	0,0002	22,46	315	0,00	0,23	0,04	12,09	0,50	0,20	2,13	vérifié
COL B-28	R231-R90	17	2,01	0,0002	23,22	316	0,00	0,23	0,04	12,19	0,46	0,18	1,96	vérifié
COL B-29	R232-R233	17	1,85	0,0078	98,23	315	0,04	0,48	0,14	44,16	0,90	0,18	1,87	vérifié
	R233-R234	18	2,10	0,0152	123,09	315	0,08	0,61	0,20	62,90	1,22	0,19	2,00	vérifié
	R234-R91	20	1,45	0,0219	151,16	315	0,14	0,74	0,26	83,40	1,23	0,16	1,66	vérifié
COL B-30	R235-R236	15	1,95	0,0073	94,68	315	0,04	0,46	0,13	41,62	0,88	0,18	1,92	vérifié
	R236-R237	15	2,01	0,0146	122,09	315	0,08	0,61	0,20	62,14	1,19	0,18	1,95	vérifié
	R237-R92	16	1,85	0,0214	143,23	315	0,12	0,71	0,25	77,84	1,33	0,18	1,87	vérifié
COL B-31	R243-R244	20	1,95	0,0057	86,38	315	0,03	0,42	0,11	35,95	0,80	0,18	1,92	vérifié
	R244-R245	18	2,01	0,0122	114,12	315	0,07	0,57	0,18	56,05	1,10	0,18	1,95	vérifié
	R245-R95	17	1,85	0,0189	136,66	315	0,11	0,68	0,23	73,08	1,27	0,18	1,87	vérifié
COL B-32	R246-R244	19	1,80	0,0017	55,85	315	0,01	0,29	0,06	19,79	0,54	0,17	1,85	vérifié
COL B-33	R238-R239	19	2,80	0,0060	82,02	315	0,03	0,40	0,11	33,16	0,91	0,22	2,31	vérifié
	R239-R240	20	2,40	0,0116	108,45	315	0,06	0,53	0,16	51,74	1,14	0,20	2,13	vérifié
	R240-R241	26	2,10	0,0160	125,30	315	0,09	0,62	0,21	64,58	1,25	0,19	2,00	vérifié
	R241-R95	23	2,02	0,0209	139,59	315	0,11	0,69	0,24	75,22	1,36	0,18	1,96	vérifié
COL B-34	R242-R240	22	1,45	0,0022	64,25	315	0,01	0,32	0,07	23,38	0,53	0,16	1,66	vérifié
COL B-35	R247-R248	20	2,00	0,0046	79,10	315	0,03	0,38	0,10	31,37	0,75	0,18	1,95	vérifié
	R248-R96	22	1,95	0,0087	101,29	315	0,05	0,50	0,15	46,39	0,95	0,18	1,92	vérifié
COL B-36	R249-R97	33	2,30	0,0015	50,29	315	0,01	0,28	0,06	17,79	0,58	0,20	2,09	vérifié
COL B-37	R250-R251	16	1,85	0,0088	102,46	315	0,05	0,50	0,15	47,25	0,94	0,18	1,87	vérifié

	R251-R252	25	2,02	0,0144	121,33	315	0,08	0,60	0,20	61,56	1,18	0,18	1,96	vérifié
	R252-R253	23	1,90	0,0205	140,13	315	0,12	0,69	0,24	75,61	1,32	0,18	1,90	vérifié
	R253-R98	26	2,00	0,0259	151,51	315	0,14	0,74	0,27	83,64	1,44	0,18	1,95	vérifié
COL B-38	R254-R255	16	2,00	0,0093	103,26	315	0,05	0,51	0,15	47,84	0,99	0,18	1,95	vérifié
	R255-R256	20	1,95	0,0168	129,34	315	0,09	0,64	0,21	67,64	1,24	0,18	1,92	vérifié
	R256-R252	23	2,01	0,0232	145,37	315	0,13	0,72	0,25	79,36	1,40	0,18	1,95	vérifié
COL B-39	R257-R258	19	1,51	0,0060	92,57	315	0,04	0,45	0,13	40,14	0,76	0,16	1,69	vérifié
	R258-R259	29	1,56	0,0100	111,14	315	0,06	0,55	0,17	53,78	0,94	0,16	1,72	vérifié
	R259-R260	24	1,40	0,0148	131,33	315	0,10	0,65	0,22	69,13	1,07	0,15	1,63	vérifié
	R260-R99	14	1,50	0,0230	152,97	315	0,15	0,75	0,27	84,64	1,26	0,16	1,69	vérifié
COL B-40	R261-R262	21	2,10	0,0039	73,79	315	0,02	0,36	0,09	28,29	0,72	0,19	2,00	vérifié
	R262-R104	18	2,02	0,0084	99,32	315	0,05	0,48	0,14	44,95	0,95	0,18	1,96	vérifié
COL B-41	R263-R264	25	1,40	0,0042	82,18	315	0,03	0,40	0,11	33,26	0,65	0,15	1,63	vérifié
	R264-R265	44	2,10	0,0066	90,16	315	0,04	0,44	0,12	38,48	0,87	0,19	2,00	vérifié
	R265-R266	31	3,70	0,0101	94,73	315	0,04	0,46	0,13	41,65	1,22	0,25	2,65	vérifié
	R266-R267	30	4,50	0,0136	102,22	315	0,05	0,50	0,15	47,07	1,46	0,27	2,92	vérifié
	R267-R105	20	2,30	0,0189	131,15	315	0,10	0,65	0,22	69,00	1,37	0,20	2,09	vérifié
COL B-42	R268-R269	16	2,10	0,0064	88,69	315	0,03	0,43	0,12	37,49	0,86	0,19	2,00	vérifié
	R269-R270	14	2,02	0,0136	118,90	315	0,07	0,59	0,19	59,70	1,16	0,18	1,96	vérifié
	R270-R271	18	1,90	0,0193	136,99	315	0,11	0,68	0,23	73,32	1,29	0,18	1,90	vérifié
	R271-R272	10	2,00	0,0295	159,05	315	0,16	0,77	0,28	88,75	1,49	0,18	1,95	vérifié
	R272-R273	12	1,95	0,0379	175,71	315	0,21	0,81	0,32	99,76	1,56	0,18	1,92	vérifié
	R273-R264	18	2,01	0,0436	184,05	315	0,24	0,83	0,33	105,38	1,62	0,18	1,95	vérifié
COL B-43	R274-R275	13	1,51	0,0032	73,02	315	0,02	0,36	0,09	27,86	0,60	0,16	1,69	vérifié
	R275-R273	18	1,56	0,0055	88,99	315	0,03	0,43	0,12	37,69	0,74	0,16	1,72	vérifié
COL B-44	R276-R277	17	1,70	0,0083	102,02	315	0,05	0,50	0,15	46,93	0,90	0,17	1,80	vérifié
	R277-R278	20	2,20	0,0154	122,43	315	0,08	0,61	0,20	62,40	1,25	0,19	2,04	vérifié
	R278-R279	18	2,50	0,0232	139,53	315	0,11	0,69	0,24	75,17	1,51	0,20	2,18	vérifié
	R279-R280	18	2,80	0,0311	152,35	315	0,14	0,74	0,27	84,22	1,71	0,22	2,31	vérifié
	R280-R106	18	2,40	0,0389	170,64	315	0,20	0,80	0,31	96,42	1,71	0,20	2,13	vérifié
COL B-45	R277-R281	14	3,00	0,0076	88,54	315	0,03	0,43	0,12	37,39	1,02	0,22	2,39	vérifié
COL B-46	R282-R283	31	2,00	0,0069	92,50	315	0,04	0,45	0,13	40,09	0,87	0,18	1,95	vérifié
	R283-R284	15	1,70	0,0213	145,17	315	0,13	0,72	0,25	79,22	1,29	0,17	1,80	vérifié
	R284-R285	41	2,20	0,0265	150,24	315	0,14	0,74	0,26	82,76	1,50	0,19	2,04	vérifié

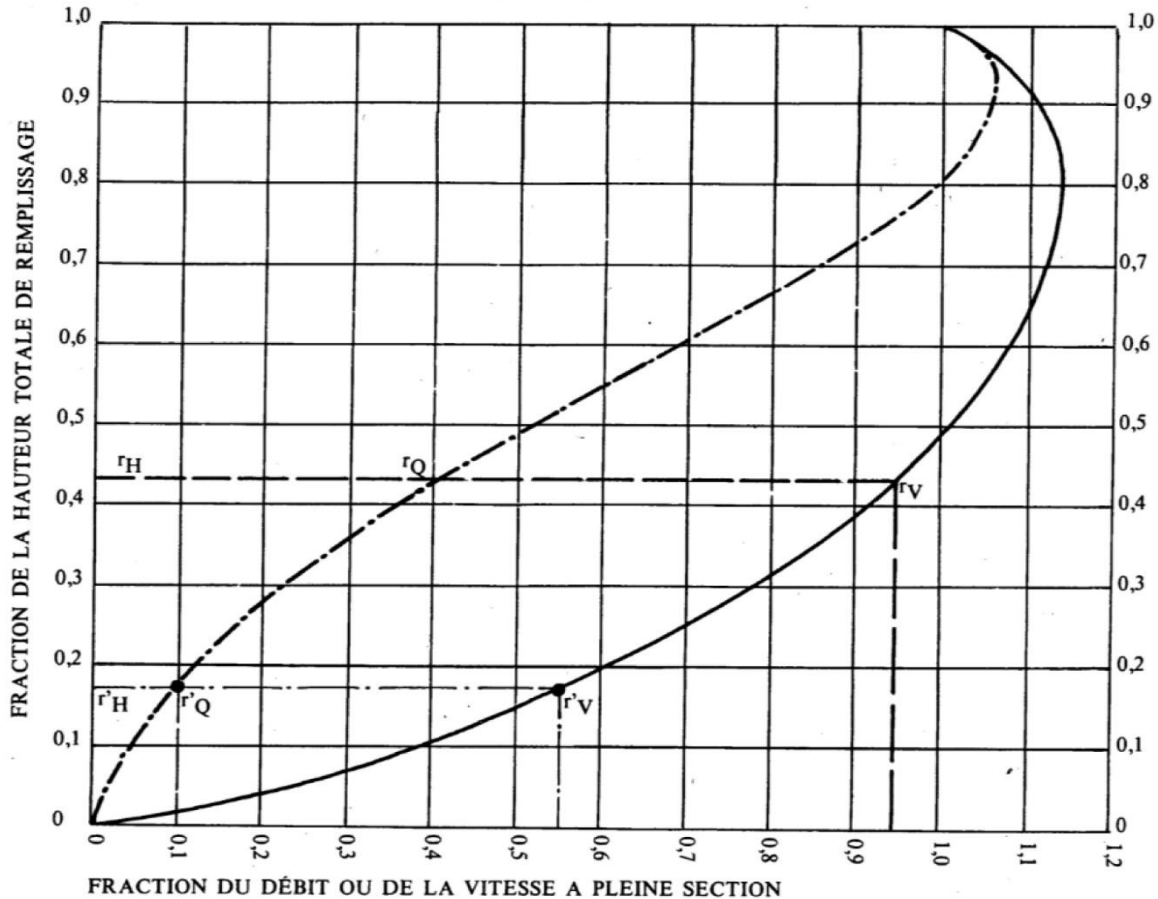
	R285-R286	23	2,50	0,0359	164,27	315	0,18	0,78	0,29	92,22	1,70	0,20	2,18	vérifié
	R286-R287	28	2,80	0,0436	172,95	315	0,20	0,81	0,31	97,94	1,86	0,22	2,31	vérifié
	R287-R288	14	2,40	0,0590	199,38	315	0,30	0,86	0,37	116,56	1,85	0,20	2,13	vérifié
	R288-R107	15	2,10	0,0733	221,83	315	0,39	0,93	0,43	136,33	1,85	0,19	2,00	vérifié
COL B-47	R291-R292	33	1,85	0,0062	89,75	315	0,04	0,43	0,12	38,20	0,81	0,18	1,87	vérifié
	R292-R293	30	2,02	0,0129	116,60	315	0,07	0,58	0,18	57,94	1,13	0,18	1,96	vérifié
	R293-R294	34	1,90	0,0189	136,01	315	0,11	0,68	0,23	72,60	1,28	0,18	1,90	vérifié
	R294-R108	5	2,00	0,0596	207,12	315	0,33	0,88	0,39	122,87	1,72	0,18	1,95	vérifié
COL B-48	R289-R290	23	2,10	0,0057	85,00	315	0,03	0,41	0,11	35,06	0,82	0,19	2,00	vérifié
	R290-R108	25	3,70	0,0109	97,62	315	0,04	0,48	0,14	43,72	1,26	0,25	2,65	vérifié
COL B-49	R295-R296	15	1,70	0,0142	124,73	315	0,08	0,62	0,20	64,15	1,12	0,17	1,80	vérifié
	R296-R297	19	2,20	0,0254	147,82	315	0,13	0,73	0,26	81,08	1,48	0,19	2,04	vérifié
	R297-R298	11	2,50	0,0448	178,48	315	0,22	0,82	0,32	101,60	1,78	0,20	2,18	vérifié
	R298-R299	10	2,80	0,0661	202,18	315	0,31	0,87	0,38	118,78	2,01	0,22	2,31	vérifié
	R299-R300	12	2,40	0,0838	227,53	315	0,42	0,94	0,45	142,04	2,02	0,20	2,13	vérifié
	R300-R301	25	2,10	0,0924	241,92	315	0,49	1,00	0,50	157,28	1,99	0,19	2,00	vérifié
	R301-R302	32	2,02	0,0990	250,13	315	0,54	1,02	0,53	166,18	2,01	0,18	1,96	vérifié
	R302-R303	16	1,90	0,1123	265,28	315	0,63	1,07	0,58	182,39	2,03	0,18	1,90	vérifié
	R303-R110	9	2,00	0,1360	282,27	315	0,75	1,10	0,64	201,39	2,14	0,18	1,95	vérifié
COL B-50	R304-R305	18	3,70	0,0103	95,64	315	0,04	0,46	0,13	42,30	1,23	0,25	2,65	vérifié
	R305-R306	21	4,50	0,0192	116,29	315	0,07	0,58	0,18	57,70	1,69	0,27	2,92	vérifié
	R306-R111	28	2,30	0,0258	147,43	315	0,13	0,73	0,26	80,81	1,52	0,20	2,09	vérifié
COL B-51	R307-R308	17	2,10	0,0321	162,77	315	0,17	0,78	0,29	91,23	1,55	0,19	2,00	vérifié
	R308-R309	22	1,40	0,0569	217,68	315	0,37	0,91	0,42	132,34	1,49	0,15	1,63	vérifié
	R309-R85	19	2,20	0,0856	233,11	315	0,45	0,96	0,47	147,85	1,97	0,19	2,04	vérifié
COLLECTEUR SECONDAIRE A														
COL A-1	R25-R26	23	2,30	0,0051	80,28	315	0,03	0,39	0,10	32,08	0,81	0,20	2,09	vérifié
	R26-R27	24	3,10	0,0100	97,65	315	0,04	0,48	0,14	43,74	1,15	0,23	2,43	vérifié
	R27-R28	30	2,00	0,0139	119,99	315	0,08	0,60	0,19	60,54	1,16	0,18	1,95	vérifié
	R28-R29	20	1,70	0,0198	141,16	315	0,12	0,70	0,24	76,35	1,26	0,17	1,80	vérifié
	R29-R12	29	2,20	0,0238	144,23	315	0,12	0,71	0,25	78,55	1,46	0,19	2,04	vérifié
COL A-2	R30-R31	23	2,80	0,0053	78,41	315	0,02	0,38	0,10	30,95	0,87	0,22	2,31	vérifié
	R31-R32	15	2,40	0,0134	114,36	315	0,07	0,57	0,18	56,23	1,21	0,20	2,13	vérifié
	R32-R33	22	2,10	0,0189	133,48	315	0,10	0,66	0,22	70,73	1,33	0,19	2,00	vérifié

	R33-R14	20	2,02	0,0250	149,27	315	0,14	0,73	0,26	82,09	1,43	0,18	1,96	vérifié
COL A-3	R34-R31	22	2,00	0,0035	71,51	315	0,02	0,35	0,09	27,04	0,68	0,18	1,95	vérifié
COL A-4	R35-R15	32	1,48	0,0019	60,75	315	0,01	0,31	0,07	21,80	0,52	0,16	1,68	vérifié
COL A-5	R36-R37	26	1,45	0,0063	94,78	315	0,04	0,46	0,13	41,69	0,76	0,16	1,66	vérifié
	R37-R38	13	1,40	0,0189	144,05	315	0,12	0,71	0,25	78,42	1,16	0,15	1,63	vérifié
	R38-R39	14	2,10	0,0306	159,95	315	0,16	0,77	0,28	89,35	1,54	0,19	2,00	vérifié
	R39-R40	25	3,20	0,0372	158,95	315	0,16	0,77	0,28	88,69	1,89	0,23	2,46	vérifié
	R40-R41	35	4,50	0,0419	155,89	315	0,15	0,76	0,28	86,63	2,21	0,27	2,92	vérifié
	R41-R42	30	2,30	0,0473	185,08	315	0,24	0,83	0,34	106,09	1,74	0,20	2,09	vérifié
	R42-R43	32	3,10	0,0525	181,88	315	0,23	0,83	0,33	103,90	2,00	0,23	2,43	vérifié
	R43-R44	35	1,70	0,0571	210,21	315	0,34	0,89	0,40	125,53	1,60	0,17	1,80	vérifié
	R44-R18	28	2,20	0,0630	207,76	315	0,33	0,89	0,39	123,41	1,81	0,19	2,04	vérifié
COL A-6	R45-R41	30	3,40	0,0023	55,39	315	0,01	0,29	0,06	19,61	0,74	0,24	2,54	vérifié
COL A-7	R46-R44	35	2,02	0,0022	59,80	315	0,01	0,31	0,07	21,39	0,60	0,18	1,96	vérifié
COL A-8	R47-R48	18	1,40	0,0110	117,67	315	0,07	0,58	0,19	58,76	0,95	0,15	1,63	vérifié
	R48-R14	17	2,10	0,0227	142,98	315	0,12	0,71	0,25	77,66	1,41	0,19	2,00	vérifié
COL A-9	R49-R50	35	3,70	0,0044	69,72	315	0,02	0,34	0,08	26,09	0,91	0,25	2,65	vérifié
	R50-R51	20	4,50	0,0122	98,22	315	0,04	0,48	0,14	44,15	1,40	0,27	2,92	vérifié
	R51-R15	20	2,30	0,0200	133,98	315	0,10	0,67	0,23	71,10	1,39	0,20	2,09	vérifié

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

Figure VI-4: Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.