



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude du réseau d'assainissement des douars Saadou, Ain El Karma,
Oum Zantout de la commune Bourached (W.Ain Defla)**

Présenté par :

MITICHE Abdelatif

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	MCB	Président
DERNOUNI Youcef	MAA	Membre
AMIRI Djamel	MAA	Membre
BENLATRECH Tarek	MAA	Membre
KAHLERRAS Djilali	MCA	Promoteur

Session : Juin 2022

Remerciements

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail.

Ensuite, je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donnés corps et âmes pour me voir réussir, qui m'ont aidé et soutenu moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères qui ont toujours été là pour moi.

Toute ma gratitude à mon promoteur Mr KAHLERRAS D. pour sa disponibilité, son aide et ses conseils.

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

Je désire aussi remercier les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

J'exprime ma reconnaissance et ma gratitude envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Abdelatif

Dédicace

Je dédie ce travail :

À ma famille qui m'a accompagné tout au long de ce parcours.

En particulier, à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez remercier pour leur affection, leur bienveillance et leur soutien permanent.

A mes chers frères Mehdi, Housseem et Akram pour leur encouragement et bienveillance.

A mes grandes mères qui m'ont accompagné par leurs prières.

A la mémoire de mes grands pères
Que Dieu ait vos âmes dans sa miséricorde.

A mes amis et à tous ceux qui m'aiment et qui m'aident
Je vous remercie de tout mon cœur.

Abdelatif

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1	Introduction	3
I-2	Situation géographique de la commune	3
I-3	Présentation de la zone d'étude	3
I-5	Situation géologique.....	6
I-6	Sismicité.....	6
I-7	Situation climatique.....	7
I-7-1	Climat	7
I-7-2	Température.....	7
I-7-3	pluviométrie.....	8
I-7-4	vent	9
I-8	Hydrographie.....	9
I-9	Situation hydraulique	9
I-9-1	Alimentation en eau potable	9
I-9-2	Assainissement	9
I-10	Conclusion.....	9

Chapitre II : Etude hydrologique

II-1	Introduction	11
II-2	la série pluviométrique	11
II-3	Homogénéisation des données	13
II-4	Etude des précipitations maximales journalières	15
II-4-1	Caractéristiques empiriques de la série	16
II-4-2	Ajustement de la série	16
II-4-2-1	Ajustement à la loi de Gumbel :.....	16
II-4-2-2	Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :	18
II-4-2-3	L'ajustement à la loi GEV :.....	19
II-4-2-4	Choix de la loi d'ajustement.....	20
II-4-3	Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	21
II-5	Intensité moyenne maximale.....	23
II-6	Conclusion.....	23

Chapitre III : Calcul de Base

III-1	Introduction	25
III-2	Situation démographique	25

III-3	Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires.....	25
III-4	Système d'évacuation des eaux	26
III-4-1	Les différents systèmes d'assainissement	26
III-4-1-1	Le système unitaire	26
III-4-1-2	Le système séparatif.....	27
III-4-1-3	Le système pseudo-séparatif	28
III-4-1-4	Le système mixte	29
III-4-1-5	Le système autonome.....	29
III-4-1-6	Le système composite	29
III-4-2	Le choix du système d'assainissement	29
III-5	Schéma d'évacuation des eaux	30
III-5-1	Les différents schémas d'évacuation	30
III-5-1-1	Le schéma perpendiculaire.....	30
III-5-1-2	Le schéma par déplacement latéral	30
III-5-1-3	Le schéma transversal ou oblique	30
III-5-1-4	Le schéma par zones étagées	31
III-5-1-5	Le schéma radial	31
III-5-2	Le choix du schéma d'évacuation.....	31
III-6	Le coefficient de ruissellement.....	32
III-6-1	Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement.....	32
III-6-2	Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire	33
III-7	Calcul de la population pour chaque surface élémentaire	34
III-8	Conclusion.....	37

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

IV-1	Introduction	39
IV-2	Origine et nature des eaux à évacuer	39
IV-2-1	Les eaux usées	39
IV-2-1-1	Les eaux usées domestique :.....	39
IV-2-1-2	Les eaux usées des services publics :.....	39
IV-2-1-3	Les eaux usées industrielles.....	39
IV-2-1-4	Les eaux parasites	40
IV-2-2	Les eaux pluviales.....	40
IV-3	Estimation des débits des eaux usées	41
IV-3-1	Débit des eaux usées domestiques	41
IV-3-1-1	Débit moyen journalier	41

IV-3-1-2 Débit de pointe.....	41
IV-3-2 Débit des eaux usées des établissements publics.....	43
IV-3-2-1 Débit moyen journalier	43
IV-3-2-1 Débit de pointe :.....	44
IV-3-3 débits totaux des eaux usées à évacuer	44
IV-4 Estimation des débits des eaux pluviales.....	46
IV-4-1 La méthode rationnelle	46
IV-4-1-1 Coefficient réducteur de l'intensité.....	47
IV-4-1-2 Validité de la méthode rationnelle	47
IV-4-1-3 Hypothèse de la méthode rationnelle.....	47
IV-4-1-4 Temps de concentration	48
IV-4-2 La méthode superficielle.....	49
IV-4-2-1 Evaluation des paramètres de Caquot.....	49
IV-4-2-2 Validité de méthode superficielle :.....	50
IV-4-2-3 Formules d'assemblage et d'équivalence :.....	50
IV-4-2-4 Critique de méthode superficielle :.....	51
IV-4-3 Choix de la méthode	51
IV-4-4 Calcul des débits pluviaux	51
IV-5 Conclusion.....	53

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V-1 Introduction	55
V-2 Principe de conception d'un système d'assainissement.....	55
V-3 Mode de dimensionnement des canalisations	55
V-3-1 Base de calcul.....	55
V-3-1-1 Formule de CHEZY.....	56
V-3-1-2 Formule de MANNING-STRICKLER.....	56
V-4 Condition d'autocurage	57
V-5 Dimensionnement du réseau	58
V-6 Conclusion.....	74

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau d'égout

VI-1 Introduction	76
VI-2 Les ouvrages principaux.....	76
VI-2-1 Les canalisations.....	76
VI-2-2 Formes et sections des conduites.....	76
VI-2-3 Critère du choix de conduite.....	76

VI-2-4 Types de matériaux.....	76
VI-2-4-1 Conduite en fonte.....	76
VI-2-4-2 Conduite en amiante ciment	77
VI-2-4-3 Conduite en gré.....	77
VI-2-4-4 Conduite en matière plastique	77
VI-2-4-5 Conduite en béton	78
VI-2-5 Les essais des conduites préfabriqués.....	79
VI-2-5-1 Essai à l'écrasement.....	79
VI-2-5-2 Essai à l'étanchéité.....	79
VI-2-5-1 Essai à la corrosion (chimique).....	80
VI-2-6 Les remèdes	80
VI-2-7 Pose de canalisation.....	80
VI-2-7-1 Les conditions de pose.....	80
VI-2-7-2 Les modes de pose	80
VI-3 Les ouvrages annexes	82
VI-3-1 Les ouvrages normaux	82
VI-3-1-1 Les branchements	82
VI-3-1-2 Les bouches d'égout	83
VI-3-1-3 Les regards.....	84
VI-3-2 Les ouvrages spéciaux	85
VI-3-2-1 Les déversoirs d'orage	85
VI-4 Conclusion	87

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII-1 Introduction	89
VII-2 Les étapes de réalisation du projet.....	89
VII-2-1 Manutention et stockage des conduites	89
VII-2-1-1 Manutention.....	89
VII-2-1-2 Stockage	89
VII-2-2 Décapage de la terre végétale	89
VII-2-3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards	89
VII-2-4 Aménagement du lit de sable	89
VII-2-5 Emplacement des piquets	90
VII-2-6 Pose des canalisations	90
VII-2-7 Assemblage des canalisations	90
VII-2-8 Essai d'étanchéité	90

VII-2-9 Réalisation des regards	90
VII-2-10 Réalisation des branchements	90
VII-2-11 Remblayage et compactage	90
VII-3 Choix des engins.....	91
VII-4 Détermination des différents volumes des travaux.....	93
VII-4-1 Volume de décapage de la couche végétale	93
VII-4-2 Volume du déblai des tranchées	93
VII-4-3 Volume occupée par le lit de sable.....	93
VII-4-4 Volume occupée par les conduites	94
VII-4-5 Volume occupée par l'enrobage.....	94
VII-4-6 Volume du remblai de protection	94
VII-4-7 Volume excédentaire	94
VII-5 Devis quantitatif et estimatif.....	95
VII-6 Conclusion	96

Conclusion Générale

Liste des tableaux

Tableau I 1 : Température moyenne, minimale et maximale de la commune de Bourached (période 2000 à 2011)	7
Tableau I 2 : les précipitations moyennes mensuelles (2000-2011)	8
Tableau I 3: Répartition mensuelle de la vitesse des vents	9
Tableau II 1: Identification de la station pluviométrique de Rouina.....	11
Tableau II 2: La série pluviométrique (station Rouina) 1968-2017.....	11
Tableau II 3: Résultats du test de la médiane	13
Tableau II 4 Calcul des paramètres du test de la médiane	14
Tableau II 5: Les caractéristiques de la série pluviométriques	16
Tableau II 6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	17
Tableau II 7: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran).....	19
Tableau II 8: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)	20
Tableau II 9 : Résultats du test d'adéquation de Pearson	21
Tableau II 10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	22
Tableau III 1: Estimation de la population à l'horizon d'étude	25
Tableau III 2 : Avantages et inconvénients du système unitaire.....	27
Tableau III 3: Avantages et inconvénients du système séparatif	28
Tableau III 4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	32
Tableau III 5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	33
Tableau III 6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	33
Tableau III 7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	33
Tableau III 8 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin	34
Tableau III 9 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin	35
Tableau IV 1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin	42
Tableau IV 2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.....	44
Tableau IV 3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin	45
Tableau IV 4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	51
Tableau IV 5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer.....	52
Tableau V 1: dimensionnement du réseau unitaire1	59
Tableau V 2: dimensionnement du réseau unitaire2	64
Tableau V 3: dimensionnement du réseau unitaire3	68
Tableau VII 1: devis quantitatif et estimatif du projet	95

Liste des figures

Figure I-1:Plan de situation de la zone d'étude	3
Figure I-2:Présentation du douar Oum Zentout sur Google Earth	4
Figure I-3 : présentation du douar Ain El Kerma sur Google Earth	4
Figure I-4 : présentation du douar Saadou sur Google Earth	5
Figure I-5: Carte topographique de la zone d'étude	6
Figure 6:Zonage sismique du territoire national	7
Figure 7: Variation des précipitations moyennes mensuelles (2000-2011)	8
Figure II 1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	18
Figure II 2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale	19
Figure II 3 : Ajustement graphique à la loi GEV	20
Figure III 1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	26
Figure III 2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	28
Figure III 3 :Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.....	29
Figure III 4 : Schéma perpendiculaire	30
Figure III 5 : Schéma par déplacement latéral	30
Figure III 6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	31
Figure III 7 : Schéma par zones étagées.....	31
Figure III 8 : Schéma radial.....	31
Figure VI 1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment.....	77
Figure VI 2 : Joints sur tuyau en grès.....	77
Figure VI 3 : Joints sur conduites en béton	79
Figure VI 4 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire	81
Figure VI 5 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain	81
Figure VI 6 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais	82
Figure VI 7 : Exemple d'un branchement simple.....	83
Figure VI 8 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	83
Figure VI 9 : Exemple d'un regard simple.....	84
Figure VII 1 : Pose du lit de sable	89
Figure VII 2 : Niveleuse.....	91
Figure VII 3 : Bulldozer	92
Figure VII 4 : Pelle à chenille	92
Figure VII 5 : Chargeuse	92
Figure VII 6 : Compacteur à rouleaux lisses.....	93

Références des formules

- Formules du chapitre II : Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- Formules du chapitre III : Notes de cour
- Formules du chapitre IV : Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- Formules du chapitre V : Notes de cour
- Formules du chapitre VI : Notes de cour

Liste des planches

Planche N°01 : Plan de masse partie 1.

Planche N°02 : Plan de masse partie 2.

Planche N°03 : Tracé du réseau projeté partie 1.

Planche N°04 : Tracé du réseau projeté partie 2.

Planche N°05 : Profil en long des réseaux 1 et 3.

Planche N°06 : Profil en long du réseau 2.

Planche N°07 : plans types des ouvrages annexes.

ملخص

موضوع هذه المذكرة هو دراسة شبكة الصرف الصحي لدوار سعدو وعين الكرمة وأم زنتوت الواقعة ببلدية بوراشد على مستوى ولاية عين الدفلى. هذه منطقة ريفية لا توجد بها شبكة صرف صحي ، مما دفع السكان إلى تصريف مياه الصرف الصحي إما في خزانات الصرف الصحي اليدوية أو في مجاري المياه القريبة ، مما يضر بوضع الصحة العامة للبيئة بمكوناتها المختلفة.

لإجراء هذه الدراسة ، قمنا بجمع كل البيانات اللازمة المتعلقة بمنطقة الدراسة ثم قمنا بدراسة هيدرولوجية. ثم تقدير التدفقات التي سيتم تفريغها من أجل الوصول إلى حجم شبكة الصرف الصحي. أخيرًا ، قمنا بإجراء دراسة كمية وتقديرية للمشروع.

الكلمات المفتاحية: بلدية بوراشد - شبكة الصرف الصحي - البيئة

Résumé

L'objet du présent mémoire est l'étude du réseau d'assainissement des douars Saadou, Ain El Karma et Oum Zantout situés dans la commune de Bourached au niveau de la wilaya de Ain Defla. Il s'agit d'une région rurale dépourvue de réseau d'assainissement ce qui a mené les habitants à rejeter leurs eaux usées soit dans des fosses septiques artisanales ou bien dans les cours d'eau à proximité, ce qui porte préjudice à la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différents composants

Pour mener à bien cette étude, nous avons collecté toutes les données nécessaires relatives à la région d'étude. Ensuite, nous avons fait une étude hydrologique. Puis, l'estimation des débits à évacuer afin d'aboutir au dimensionnement du réseau d'assainissement. Enfin, nous avons réalisé une étude quantitative et estimative du projet.

Mots clés : Commune de Bourached – Réseau d'assainissement – l'environnement.

Abstract

The objective of this thesis is to study the sanitation network of the Saadou, Ain El Karma and Oum Zantout douars located in the town of Bourached in Ain Defla. It is a rural region with no sewage network, which has led the inhabitants to discharge their wastewater either into artisanal septic tanks or into nearby streams, which is detrimental to the overall health situation of the environment in its various components. To carry out this study, we collected all the necessary data relating to the study area. After that, we did a hydrological study; then, an estimation of the flows to be evacuated in order to achieve the sizing of the sewerage network. Finally, we carried out a quantitative estimation study of the project.

Keywords: the town of Bourached; Sanitation network; the environment.

Introduction générale

Introduction générale

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différents composants. Il comprend la collecte, le transport et l'évacuation des eaux usées et des eaux de pluie vers une destination prédéterminée, généralement une station d'épuration afin d'abaisser le degré de pollution avant de les rejeter dans le milieu récepteur.

La zone d'étude est dépourvue de réseau d'assainissement, par conséquent les habitations sont raccordées à des fosses septiques artisanales ou bien ils rejettent leurs eaux usées dans les cours d'eau à proximité avec tous les désagréments qui en découlent. De ce fait, il est nécessaire de projeter un réseau d'assainissement afin de canaliser tous les rejets domestiques et publics vers la Station d'épuration.

Pour mener à bien notre étude, nous avons subdivisé le travail en sept volets, tous d'une importance majeure :

- Premièrement, nous avons présenté la zone d'étude sous tous ses aspects.
- Deuxièmement, nous avons fait une étude hydrologique afin de déterminer l'intensité moyenne maximale correspondant à une courte durée $t = 15$ min et d'une période de retour $T = 10$ ans afin d'estimer nos débits pluviaux.
- Troisièmement, les calculs de base sont nécessaires afin d'estimer la population à l'horizon d'études, le découpage du site en surfaces élémentaires et la détermination du coefficient de ruissellement de chaque sous-bassin, ainsi que le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.
- Quatrièmement, nous avons estimé les différents débits à évacuer.
- Cinquièmement, nous avons dimensionné le réseau d'assainissement et fait le calcul hydraulique.
- Sixièmement, nous avons énuméré les différents éléments constitutifs du réseau d'égout.
- Septièmement, nous avons calculé les volumes des différentes prestations, en faisant une étude quantitative et estimative des différents travaux à réaliser ainsi que les différents engins à utiliser pour le bon déroulement des différentes étapes de réalisation.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1 Introduction

Pour tout projet en hydraulique, la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ; afin de bien déterminer les facteurs influents sur la conception du projet.

I-2 Situation géographique de la commune

La commune de Bourached est située au centre de la Wilaya de Ain defla, à environ 17 km au sud du chef-lieu de Wilaya. Les limites Géographiques de la commune sont :

- La commune d'AinDefla au nord.
- La commune de zeddine au sud.
- La commune de Djlida à l'Est.
- La commune de Zeddine et Rouina à l'Ouest.

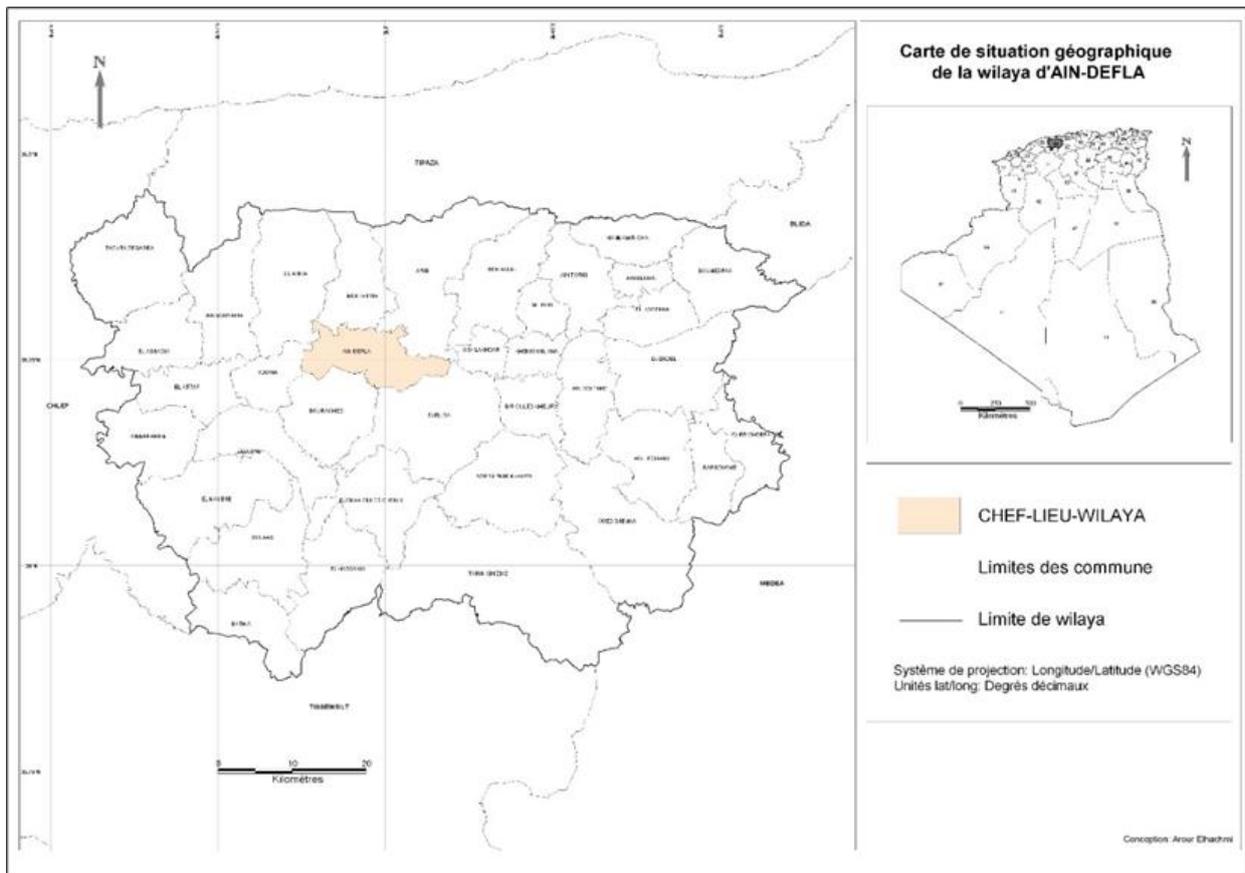


Figure I-1:Plan de situation de la zone d'étude

Source : La carte du découpage administratif de l'Algérie

I-3 Présentation de la zone d'étude

Notre zone d'étude se trouve au long de la route CW42, et elle s'étale sur trois douars à savoir :

❖ Douar oum Zantout :

Oum Zantout se situe à environ 8.1 km au nord du chef-lieu de la commune de Bourached. Les coordonnées UTM du noyau de ce village sont : 402924.01 m E et 4009494.78 m N, le douar a une superficie d'environ 77.2 ha.



Figure I-2:Présentation du douar Oum Zentout sur Google Earth 2022

❖ Douar Ain Elkarma :

Douar Ain Elkarma se situe à environ 6.4 km au nord du chef-lieu de la commune de Bourached. Les coordonnées UTM du noyau de ce village sont 402380.24 m E et 4008593.23 m N. Le village s'étend sur une superficie d'environ 60.2 ha

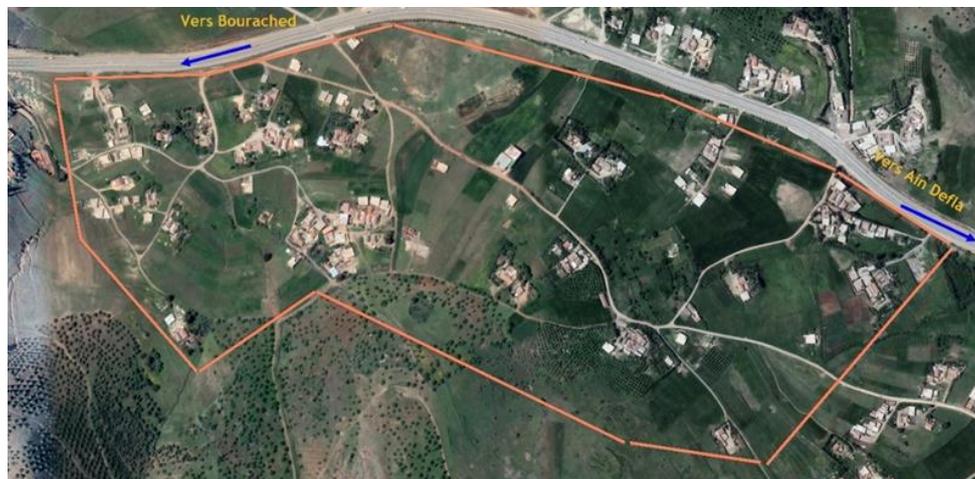


Figure I-3 : présentation du douar Ain El Kerma sur Google Earth 2022

❖ Douar Saadou :

Douar Saadou se situe à environ 4.4 km au Nord du chef-lieu, Les coordonnées UTM du noyau de ce village sont (402405.9 m E/4007405.12 m N), dans un terrain plat ou les altitudes sont comprises entre 430m et 440m, avec une surface de 23.8 ha.

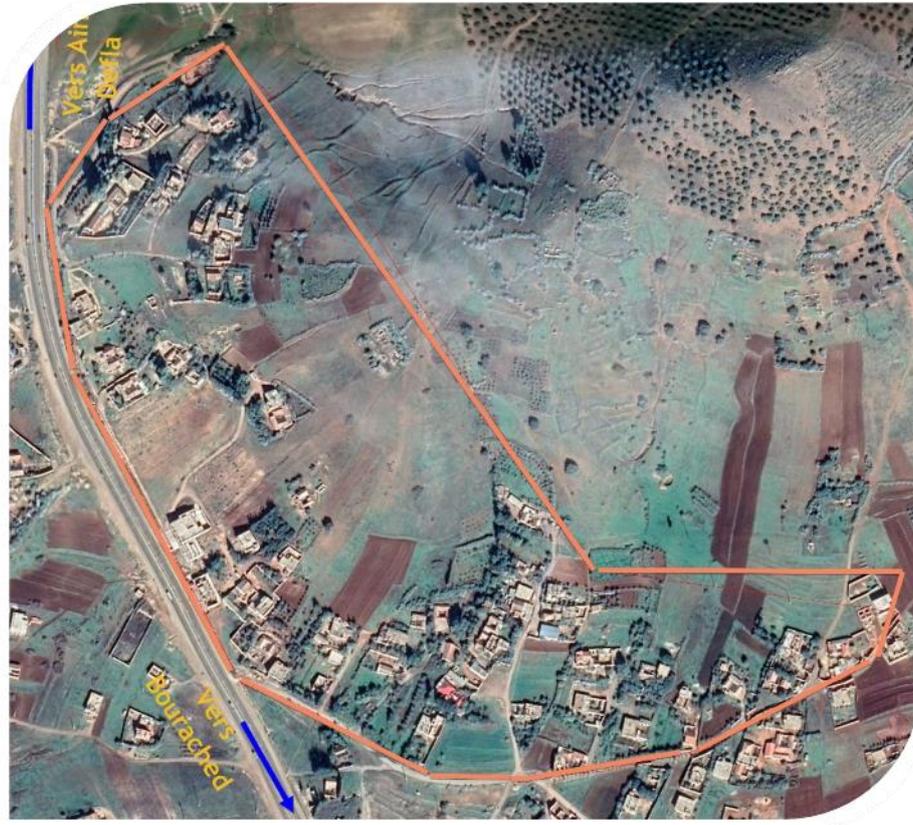


Figure I-4 : présentation du douar Saadou sur Google Earth 2022

I-4 Situation topographique

L'étude topographique joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage.

La zone d'étude présente un relief moyennement accidenté, et elle est délimitée au sud-est par la montagne de Doui.

Les altitudes sont minimales dans la partie nord avec des cotes de terrain qui varient entre 340m et 390m, et augmentent en se dirigeant vers le sud-est avec des cotes de terrains qui varient entre 390m et 465m.

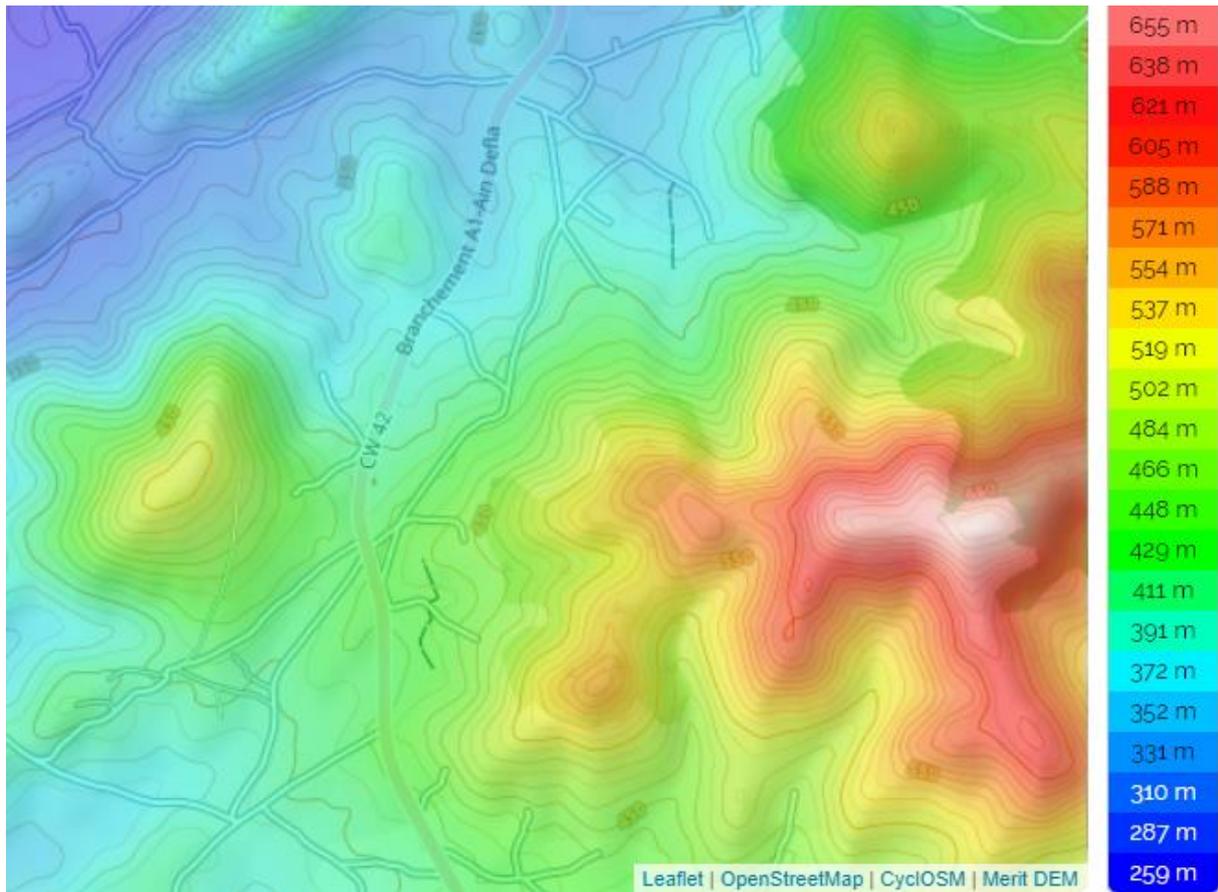


Figure I-5: Carte topographique de la zone d'étude

Source : fr-fr.topographic-map.com

I-5 Situation géologique

La géologie étudie la nature du sol pour déterminer le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser.

La région d'Ain Defla appartient aux différentes unités géologiques de l'Algérie du nord.

Les formations géologiques qui affleurent dans la région correspondent aux formations néogènes du Chéelif, aux flyschs d'âge crétacé et au paléozoïque qui affleurent en boutonnière (Massif du Doui et Temoulga).

I-6 Sismicité

La zone d'étude située appartient à la zone II-b selon le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).

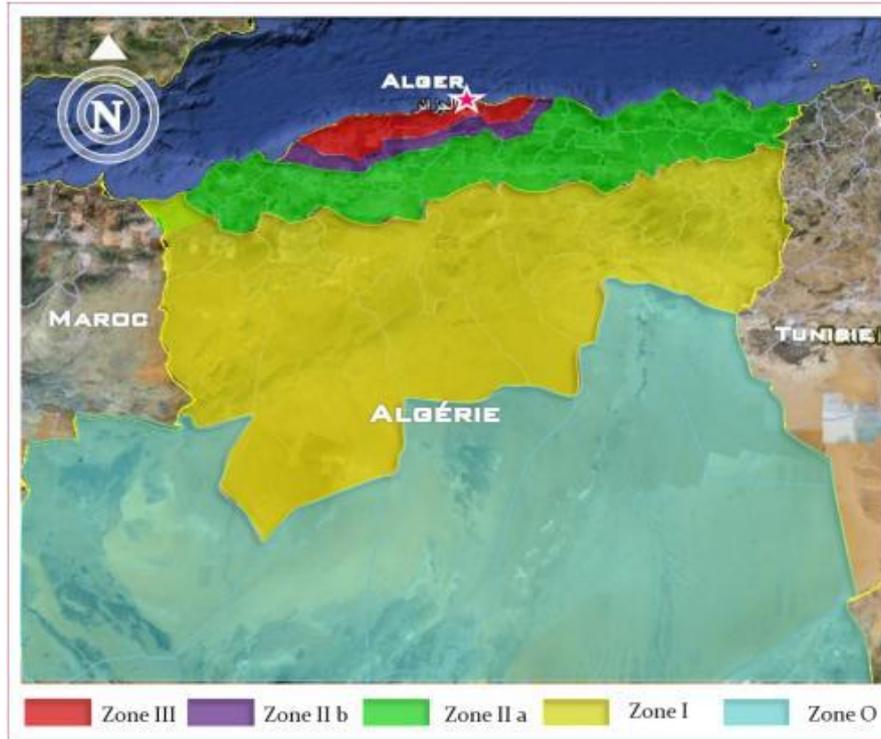


Figure 6: Zonage sismique du territoire national

Source : RPA 99 version 2003 après ADDENDA

I-7 Situation climatique

I-7-1 Climat

Le climat de la région de BOURACHED est un climat semi-aride caractérisé par un hiver très froid et un été très chaud.

I-7-2 Température

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Le climat dans la région est caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers relativement froids ; La température moyenne annuelle est de 18,6°C, avec une température minimum de -2,6°C en hiver et une température maximum de 46,6°C en été.

Tableau I 1 : Température moyenne, minimale et maximale de la commune de Bourached (période 2000 à 2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Moy
Tmoy (°C)	26,5	19,9	13,9	10,6	10,5	10,8	14,3	18,1	21,2	27,0	21,2	29,8	18,6
Tmin (°C)	14,2	4,6	4,0	-2,6	0,0	2,4	1,6	8,0	10,0	13,0	17,6	20,5	7,8
Tmax (°C)	38,0	39,6	25,0	26,0	23,0	20,0	26,4	31,6	37,0	42,0	46,6	40,0	32,9

Source : ANRH Blida

A partir du (**Tableau I 1**), on peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Mars ; avec une température minimale atteinte en mois de Décembre.
- Une période chaude qui s'étale de Avril à Octobre ; avec une température maximale observée au mois de Juillet.

I-7-3 pluviométrie

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), on note que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles.

Le tableau suivant (Tableau I-2) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 11 ans (2000-2011) :

Tableau I 2 : les précipitations moyennes mensuelles (2000-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Total
Pmoy (mm)	35,00	58,10	87,20	57.7	114,80	34.5	29.8	22.2	7,80	3.5	1.4	5	411,4

Source : ANRH Blida

L'analyse de la variation des précipitations (**Tableau I 2**) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Septembre au mois de Mars ; avec une hauteur maximale de précipitation de 114.8 mm enregistrée au mois de Janvier.
- Les mois de Mai, Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de 3.5 mm au mois de Juillet.

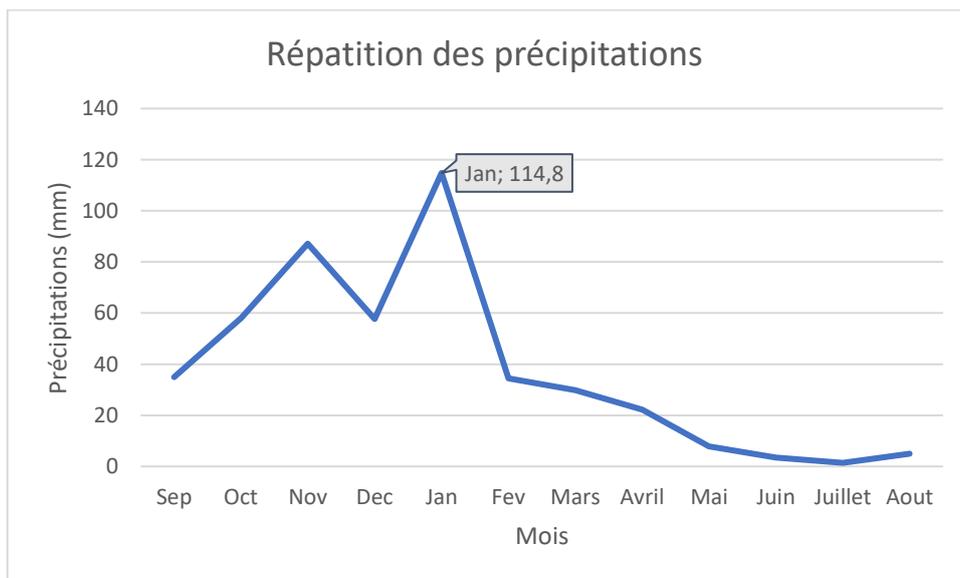


Figure 7: Variation des précipitations moyennes mensuelles (2000-2011)

I-7-4 vent

Tableau I 3: Répartition mensuelle de la vitesse des vents

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Vmoy (m/s)	3,0	3,1	3,1	3,8	3,4	3,5	3,3	3,3	3,2	3,3	3,4	3,3

(Source : ANRH)

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 3.31 m/s, donc ils ne sont pas assez puissants.

Les vents prédominants sur le territoire chargés d'humidité soufflent généralement :

- Dans la direction Ouest Nord-ouest, durant la période allant d'Octobre jusqu'à Mai.
- Dans la direction Est Sud-est, durant la période de Juin jusqu'à Septembre.

I-8 Hydrographie

Le réseau hydrographique de la zone d'étude est constitué de cours d'eau (chaabat).

I-9 Situation hydraulique

I-9-1 Alimentation en eau potable

Concernant l'alimentation en eau potable, la zone d'étude est dépourvue d'un réseau d'alimentation en eau potable. Pour cela les localités de la commune de Bourached prennent en charge l'alimentation de l'agglomération de village périodiquement avec des citernes mobiles.

I-9-2 Assainissement

En matière d'assainissement, on note l'absence de réseaux d'assainissement, les habitations sont raccordées soit vers des fosses septiques, sinon vers des talwegs situés à proximité avec tous les désagréments (odeurs nauséabondes, moustiques, pollution...etc) qui pourront en découler.

De ce fait, la projection d'un réseau d'assainissement adéquat se justifie par la nécessité de:

- Contrôler les différents rejets domestiques,
- Eviter toute pollution qui pourrait en découler
- Gérer correctement les différents branchements,
- Canaliser les rejets vers des points bien définis et bien contrôlés,
- Eviter les chevauchements éventuels entre les différents réseaux (réseau AEP, gaz et Assainissement).

I-10 Conclusion

Dans ce chapitre ; on a donné un aperçu général sur la région d'étude qui présente un relief moyennement accidenté et un climat semi-aride. On a aussi clarifié la situation hydraulique du site qui est dépourvu de réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement. Ces informations sont nécessaires pour entamer le projet sur de bonnes bases.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Chapitre II : Etude hydrologique

II-1 Introduction

D'une façon générale, L'hydrologie peut se définir comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle s'intéresse aussi à l'estimation de ses différents flux.

Pour la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est un volet important dont le but est de déterminer l'intensité moyenne maximale après l'étude des pluies extrêmes et des averses et le choix de la période de retour, afin de protéger le réseau contre les risques des fortes crues.

II-2 la série pluviométrique

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

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

Tableau II 1: Identification de la station pluviométrique de Rouina

Commune	Code de station	Coordonnées		Période d'observation
Rouina	011904	X(km)	419.8	1968-2017
		Y(km)	327.9	
		Z(m)	190	

Source : ANRH Blida

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 49 ans allant de 1968/1969 jusqu'à 2016/2017. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II 2: La série pluviométrique (station Rouina) 1968-2017

Année	Précipitations maximales journalières												Max
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	
68-69	1,2	0	23	42,3	25	21	9,1	11	21,5	8,7	0	0	42,3
69-70	10,5	34,3	26,8	26,8	14,3	2,1	18,3	10,3	12,1	0,8	1	0	34,3
70-71	1,2	0	0	21,4	8,5	5,3	29,9	25,4	32,7	0	0	0	32,7
71-72	7	6	32	25	65	23	22	8	20,5	2,5	0	4	65
72-73	13,7	14,5	19,7	5,2	17,3	25,2	18,7	10,5	0	47,5	1,3	0	47,5
73-74	17,3	4,6	1	26,2	4,7	31,5	40,6	15,7	0	9,5	0	8,3	40,6
74-75	7,8	21,4	13,7	0	2,8	14,9	17,2	30,5	15,7	5,2	0	0	30,5
75-76	0,5	0	28	17,2	19,9	34,8	9,8	4,8	32,5	0,5	0	0	34,8

Tableau II 2 : La série pluviométrique (station Rouina) 1968-2017

76-77	23,4	55,4	16	13	22,1	7,3	8,4	21,6	26	20,7	0	1	55,4
77-78	0	7,2	14,9	27,9	21,3	4,9	20,6	29,4	16,3	2,5	0	0	29,4
78-79	0	46,2	22,6	12,9	12,4	35,2	95,2	11,9	1,6	10,3	0	0	95,2
79-80	15,7	25,7	16,8	36,4	33,5	7,7	22,2	24,8	17	0	0	0	36,4
80-81	0	2,3	7	30,5	12,8	17,6	13,8	14,8	13,8	0	0	0,9	30,5
81-82	1,1	20	0	20,3	26,9	16,9	15,3	6,5	12,4	0	0	0,9	26,9
82-83	3	30	26,3	14	0	14,6	8,9	6,1	1,7	0	0,5	0,7	30
83-84	0	3	8,4	18,1	20	15,7	19,3	8,2	22,2	16,7	0	0	22,2
84-85	0,6	24,9	26,2	28,2	10,5	21,7	14,8	18,3	14,9	0	0	0	28,2
85-86	4,8	11,3	17,9	12,5	44,6	30,6	11,4	6,5	1,8	39,2	2,9	0,5	44,6
86-87	10,3	12,3	17,4	20,5	19,3	19	5,6	6,9	2,6	0,9	0	2,1	20,5
87-88	5,5	6,4	32,2	8,4	15,1	4,1	18,5	11,6	24,2	10,7	0	0	32,2
88-89	3,3	28,2	9,6	23,7	2,8	8,3	27,6	14,4	1,6	17,9	0	15,4	28,2
89-90	11	7,2	10,1	6,5	20,4	0	14,4	32	7,8	2,8	14,3	0	32
90-91	4,6	3,2	7,2	11,6	16,8	18,2	18,1	7,7	3,1	3,1	0	1,1	18,2
91-92	1,9	17,4	6,5	2,6	24,8	5,2	17,1	17	18,7	5,4	4,3	0	18,7
92-93	0	10,5	26,8	7	2,3	16	9,9	32	15,9	0	0	0	32
93-94	27,3	15,6	9,2	16,1	14,1	22,9	2,2	6,7	17,2	0	0	0	27,3
94-95	46,9	8	7,9	17,6	29,4	7,6	24,5	9,7	0	26,7	0	10,9	46,9
95-96	25,7	8,8	25,4	9,3	9,7	17,2	26,5	13,4	10,8	3,7	9,7	0,8	26,5
96-97	36,4	6,9	3,2	7,4	13,5	6,8	0	44,2	11,5	0	0	9,3	44,2
97-98	11,7	15,5	21,3	9,9	6,7	8,8	14,9	13,6	29,9	2,3	0	1,9	29,9
98-99	6	13,5	16	4,1	23,4	18,9	23,9	1,4	1,6	0	0	1,4	23,9
99-00	9,4	9,2	13,9	19,5	0	0	4,2	6,2	1,3	0	1,7	0	19,5
00-01	17,7	44,2	35,7	10,6	26	10	0,7	35,6	6,8	0	0	0	44,2
01-02	5,5	2,7	59,2	11,6	17,4	4,6	26,4	11,6	14,6	0	0	1,7	59,2
02-03	0	13,8	13,5	12,3	14,3	25,6	8,1	14,7	6	0	0	0	25,6
03-04	0,3	14,4	25,3	12	10,4	14,2	11,9	6,2	20,2	5,1	0	5	25,3
04-05	2,5	21,3	13,3	19	18,6	23,8	10,1	7,4	0	0	0	0	23,8
05-06	0	7,2	21,6	15,7	6,2	15,7	10,9	7,6	40,6	0	1,4	2,5	40,6
06-07	4,9	0	0	15,4	18	16	12,7	17,1	2,6	0	0	0,1	18
07-08	42,7	26,6	33,1	6	9	13,3	22,2	9	17,6	20,5	0	0	42,7
08-09	5	17,9	23,2	30,8	19	3,9	21,5	18,6	7,4	5,9	0	0	30,8
09-10	8,8	6,7	17,8	22,1	11,8	25,2	29,7	13	10,1	0	0	15,3	29,7
10-11	3,7	29,8	10,2	7,8	27,5	38,6	10,6	24,8	13,5	16,1	0,9	0	38,6
11-12	3,4	10,2	35,9	21,3	7	27,7	19,7	31,4	5,6	0	0,4	0	35,9
12-13	2,4	8,5	19,3	4,6	15,2	16,1	9,3	30,6	35,9	0,2	0	0	35,9
13-14	13,5	2,8	16,3	21,6	13,1	13,2	22,7	1,2	20,8	30	0	0	22,7
14-15	6	10,7	24,4	27,3	18,2	20	20,8	0	6,6	0,6	0	0	27,3
15-16	14,2	2,5	12,3	0	11,1	22,2	61,1	13,9	3,9	0	1,3	0	61,1
16-17	2,4	7,3	14,1	32	50,2	1,7	14,4	0,6	2,4	2,1	0	0	50,2

Source : ANRH Blida

II-3 Homogénéisation des données

Test de médiane :

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

1- Trier la série par ordre croissant.

2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :

- Si N est impair, on prend la $\left(\frac{n+1}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur.
- Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{n}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur et la $\left(\frac{n}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$ valeur.

On a : $N=49$, donc : $m=\frac{49+1}{2}=25$, alors la médiane est : $M=32$ **mm**.

3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

4- Calculons les quantités N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

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

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96\sqrt{N + 1}) \quad (\text{II.0.1})$$

$$T_s < 3.3[\text{Log}_{10}(N) + 1] \quad (\text{II.0.2})$$

Tableau II 3: Résultats du test de la médiane

Paramètres	Valeur	Comparaison
N_s	27	$27 > 18.07 \rightarrow$ condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96\sqrt{N + 1})$	18.07	
T_s	6	$6 < 8.88 \rightarrow$ condition n°2 vérifiée
$3.3[\text{Log}_{10}(N) + 1]$	8.88	

Interprétation : d'après les résultats du test de la médiane (Tableau II-3), on conclut que la série des pluies annuelle est homogène.

Tableau II 4 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
Année	Pj max (mm)	Ordre m	Année	Pj max (mm)	Signe
2006	18	1	1968	42,3	+
1990	18,2	2	1969	34,3	+
1999	19,5	3	1970	32,7	+
1986	20,5	4	1971	65	+
1983	22,2	5	1972	47,5	+
2013	22,7	6	1973	40,6	+
2004	23,8	7	1974	30,5	-
1998	23,9	8	1975	34,8	+
1991	24,8	9	1976	55,4	+
2003	25,3	10	1977	29,4	-
2002	25,6	11	1978	95,2	+
1995	26,5	12	1979	36,4	+
1981	26,9	13	1980	30,5	-
1993	27,3	14	1981	26,9	-
2014	27,3	15	1982	30	-
1984	28,2	16	1983	22,2	-
1988	28,2	17	1984	28,2	-
1977	29,4	18	1985	44,6	+
2009	29,7	19	1986	20,5	-
1997	29,9	20	1987	32,2	+
1982	30	21	1988	28,2	-
1974	30,5	22	1989	32	+
1980	30,5	23	1990	18,2	-
2008	30,8	24	1991	24,8	-
1989	32	25	1992	32	+
1992	32	26	1993	27,3	-
1987	32,2	27	1994	46,9	+
1970	32,7	28	1995	26,5	-
1969	34,3	29	1996	44,2	+

Tableau II 4 : Calcul des paramètres du test de la médiane (suite)

1975	34,8	30	1997	29,9	-
2011	35,9	31	1998	23,9	-
2012	35,9	32	1999	19,5	-
1979	36,4	33	2000	44,2	+
2010	38,6	34	2001	59,2	+
1973	40,6	35	2002	25,6	-
2005	40,6	36	2003	25,3	-
1968	42,3	37	2004	23,8	-
2007	42,7	38	2005	40,6	+
1996	44,2	39	2006	18	-
2000	44,2	40	2007	42,7	+
1985	44,6	41	2008	30,8	-
1994	46,9	42	2009	29,7	-
1972	47,5	43	2010	38,6	+
2016	50,2	44	2011	35,9	+
1976	55,4	45	2012	35,9	+
2001	59,2	46	2013	22,7	-
2015	61,1	47	2014	27,3	-
1971	65	48	2015	61,1	+
1978	95,2	49	2016	50,2	+

II-4 Etude des précipitations maximales journalières

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

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

II-4-1 Caractéristiques empiriques de la série

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

Avec $N = 49$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = 35.9 \quad (\text{II.1})$$

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

Pour $N=49$, supérieure à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 14.1 \quad (\text{II.2})$$

❖ Le coefficient de variation « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\overline{P_{\max,j}}} = 0.397 \quad (\text{II.3})$$

Tableau II 5: Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombre d'années d'observation	49
Valeur maximale (mm)	95.2
Valeur minimale (mm)	18.0
Médiane (mm)	32.0
Moyenne (mm)	35.6
Ecart type (mm)	14.1
Coefficient de variation	0.397

II-4-2 Ajustement de la série

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

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

II-4-2-1 Ajustement à la loi de Gumbel :

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.4})$$

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

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (\text{II.5})$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle appelé aussi « gradex ».

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (\text{II.6})$$

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

$$\alpha = 9.46$$

$$x_0 = 29.73mm$$

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

Tableau II 6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour(ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique X_t (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	73.3	5.53	62.4 – 84.1
50	0.98	66.7	4.81	57.2 – 76.1
20	0.95	57.8	3.86	50.3 – 65.4
10	0.90	51.0	3.15	44.9 – 57.2
5	0.80	43.9	2.45	39.1 – 48.7

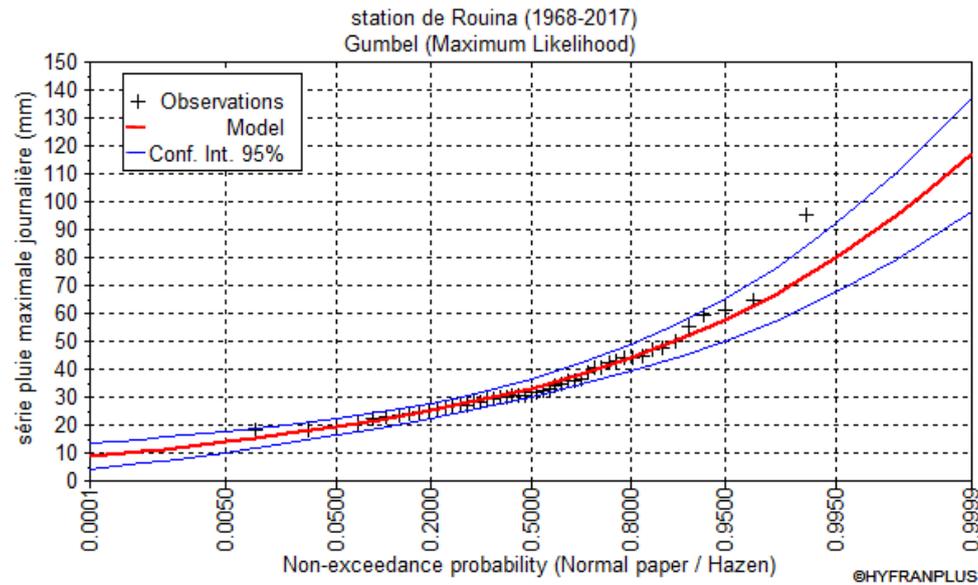


Figure II 1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II-4-2-2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

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

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II.7}$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \tag{II.8}$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$).

$\overline{\ln(x)}$: la moyenne de logarithmes de la variable x.

$\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \tag{II.9}$$

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

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.35$$

$$\overline{\ln(x)} = 3.51$$

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

Tableau II 7: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T(ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique X_t (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	74.8	7.17	60.7 – 88.8
50	0.98	68.0	5.97	56.3 – 79.8
20	0.95	59.1	4.51	50.2 – 67.9
10	0.90	52.1	3.49	45.2 – 58.9
5	0.80	44.7	2.58	39.7 – 49.8

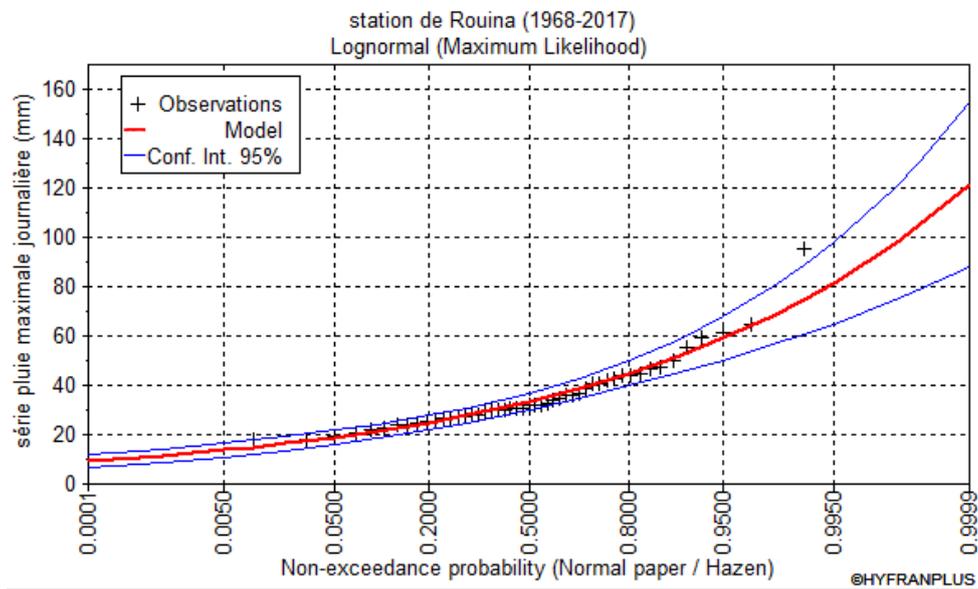


Figure II 2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

II-4-2-3 L'ajustement à la loi GEV :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II.10}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \tag{II.11}$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$).

u : paramètre de position.

α : paramètre de dispersion.

K : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \tag{II.12}$$

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

$$u = 28.99mm$$

$$\alpha = 8.61$$

$$k = -0.165655$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de maximum généralisée :

Tableau II 8: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique X_t (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	88.4	18.1	53.0 – 124
50	0.98	76.2	12.4	51.9 – 101
20	0.95	62.0	7.14	48.0 – 76.0
10	0.90	52.5	4.53	43.6 – 61.4
5	0.80	43.7	2.86	38.1 – 49.3

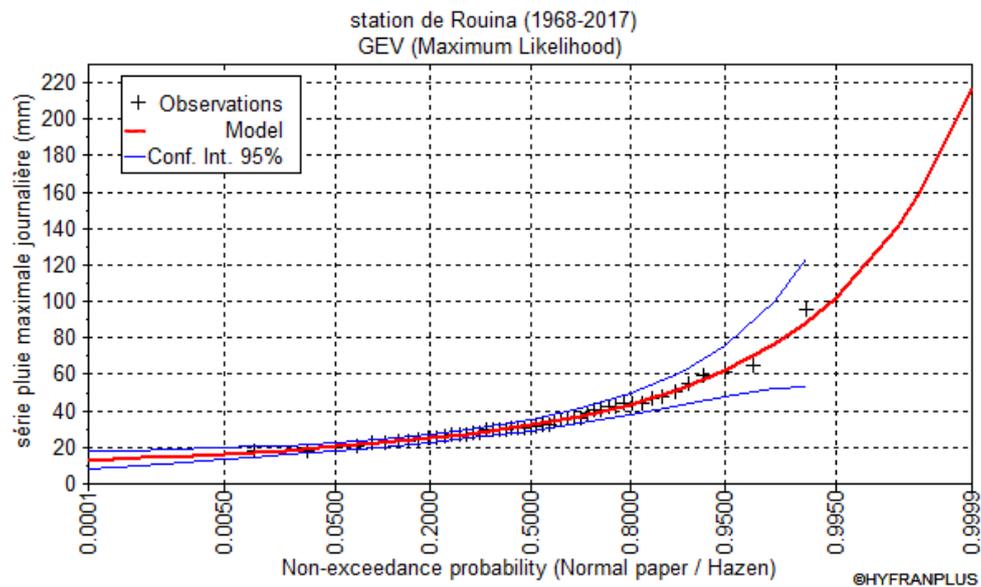


Figure II 3 : Ajustement graphique à la loi GEV

II-4-2-4 Choix de la loi d'ajustement

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

❖ **Test graphique :**

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

- **Interprétation graphique :**

D'après les figures **Figure II 1**, **Figure II 2**, et **Figure II 3** on remarque que :

L'ajustement graphique à la loi GEV est mieux adapté à notre série de pluies journalières maximales par rapport à l'ajustement aux lois de Gumbel et Galton (Log-normale) ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

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

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

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (**Tableau II-9**) comme suit :

Tableau II 9 : Résultats du test d'adéquation de Pearson

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{calculé}$	$\chi^2_{théorique}$	Observation
Gumbel	2	6	1.14	12.592	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$
Log-normale	2	6	2.24	12.592	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$
GEV	3	5	3.71	11.07	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$

- **Interprétation des résultats du test :**

D'après le tableau ci-dessus, la condition du test est vérifiée pour les trois lois.

❖ **Sélection de la loi :**

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les trois lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les trois, on opte pour la loi GEV.

II-4-3 Calcul des pluies et des intensités de courte durée

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

❖ **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 :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \tag{II.13}$$

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 Blida, $b = 0.29$ pour la région d'étude.

❖ **Intensités de courte durée :**

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

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)} \tag{II.14}$$

➔ Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II 10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
Xt	43,7		52,5		62		76,2		88,4	
t(h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)								
0,1	8,92	89,17	10,71	107,13	12,65	126,51	15,55	155,49	18,04	180,38
0,2	10,90	54,51	13,10	65,49	15,47	77,34	19,01	95,05	22,05	110,27
0,25	11,63	46,52	13,97	55,89	16,50	66,01	20,28	81,13	23,53	94,11
0,5	14,22	28,44	17,08	34,17	20,18	40,35	24,80	49,59	28,77	57,53
0,75	16,00	21,33	19,22	25,62	22,69	30,26	27,89	37,19	32,36	43,14
1	17,39	17,39	20,89	20,89	24,67	24,67	30,32	30,32	35,17	35,17
2	21,26	10,63	25,54	12,77	30,16	15,08	37,07	18,53	43,00	21,50
3	23,91	7,97	28,73	9,58	33,92	11,31	41,69	13,90	48,37	16,12
4	25,99	6,50	31,22	7,81	36,87	9,22	45,32	11,33	52,58	13,14
5	27,73	5,55	33,31	6,66	39,34	7,87	48,35	9,67	56,09	11,22
6	29,23	4,87	35,12	5,85	41,48	6,91	50,98	8,50	59,14	9,86
7	30,57	4,37	36,73	5,25	43,37	6,20	53,31	7,62	61,84	8,83
8	31,78	3,97	38,18	4,77	45,08	5,64	55,41	6,93	64,28	8,04
9	32,88	3,65	39,50	4,39	46,65	5,18	57,34	6,37	66,52	7,39
10	33,90	3,39	40,73	4,07	48,10	4,81	59,11	5,91	68,58	6,86
11	34,85	3,17	41,87	3,81	49,45	4,50	60,77	5,52	70,50	6,41
12	35,74	2,98	42,94	3,58	50,71	4,23	62,32	5,19	72,30	6,03
13	36,58	2,81	43,95	3,38	51,90	3,99	63,79	4,91	74,00	5,69
14	37,38	2,67	44,90	3,21	53,03	3,79	65,17	4,66	75,61	5,40
15	38,13	2,54	45,81	3,05	54,10	3,61	66,49	4,43	77,14	5,14
16	38,85	2,43	46,68	2,92	55,12	3,45	67,75	4,23	78,59	4,91
17	39,54	2,33	47,50	2,79	56,10	3,30	68,95	4,06	79,99	4,71
18	40,20	2,23	48,30	2,68	57,04	3,17	70,10	3,89	81,32	4,52
19	40,84	2,15	49,06	2,58	57,94	3,05	71,21	3,75	82,61	4,35

Tableau II 10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités (suite)

20	41,45	2,07	49,80	2,49	58,81	2,94	72,28	3,61	83,85	4,19
21	42,04	2,00	50,51	2,41	59,64	2,84	73,31	3,49	85,04	4,05
22	42,61	1,94	51,19	2,33	60,46	2,75	74,30	3,38	86,20	3,92
23	43,16	1,88	51,86	2,25	61,24	2,66	75,27	3,27	87,32	3,80
24	43,70	1,82	52,50	2,19	62,00	2,58	76,20	3,18	88,40	3,68

II-5 Intensité moyenne maximale

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

D'après les résultats précédents illustrés dans (**Tableau II 10**), on a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 55.89 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{55.89 \times 10000}{3600} = 155.25 \frac{\text{L}}{\text{s. ha}}$$

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

II-6 Conclusion

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV, et les calculs des pluies de courte durée.

$$i = 155.25 \frac{\text{L}}{\text{s. ha}}$$

Chapitre III :

Calcul de base

Chapitre III : Calcul de base

III-1 Introduction

L'objectif de l'assainissement est d'évacuer, hors des agglomérations, les eaux usées de différentes origines. Dans ce contexte, on est contraint de passer par certaines phases préliminaires dont le calcul de base en fait partie ; pour une meilleure estimation des débits à évacuer, par la suite.

Cette phase inévitable consiste en :

- L'estimation du nombre d'habitants.
- Le découpage du site en surfaces élémentaires et la détermination du coefficient de ruissellement.
- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

III-2 Situation démographique

La zone d'étude compte une population totale d'environ 1080 habitants pour l'année 2008, selon le RGPH 2008.

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 :

- A court terme, de 5 ans à 10 ans.
- A long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

$$P_t = P_0 \times (1 + T)^N \quad \text{(III.0-1)}$$

Avec :

P_t : nombre d'habitants à horizon futur.

P_0 : nombre d'habitants à horizon actuel.

T : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération (qui est égale à 2.5%).

N : l'écart d'années entre l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Tableau III 1: Estimation de la population à l'horizon d'étude

	Population 2008	Population 2021	Population 2051
Zone d'étude	1080	1490	3126

Source le RGPH 2008

III-3 Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires

Pour procéder au choix du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- La nature du sol.
- La densité des habitants.

- Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (thalweg, oued, etc...).
- Les routes et les voiries.
- Le réseau existant.

→ Concernant ce projet, on va découper le site en 61 surfaces élémentaires.

III-4 Système d'évacuation des eaux

III-4-1 Les différents systèmes d'assainissement

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

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

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

III-4-1-1 Le système unitaire

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

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

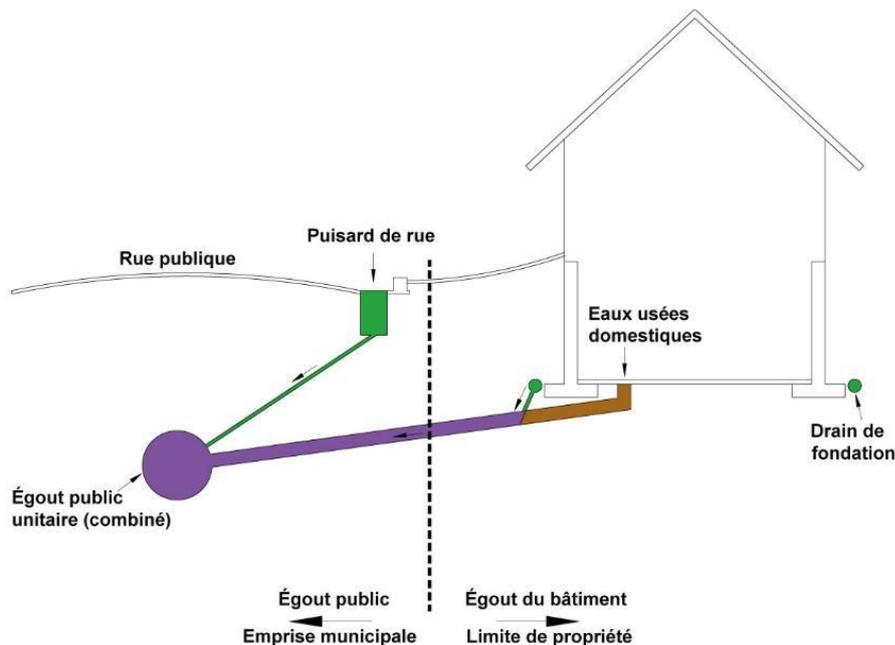


Figure III 1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.gatineau.ca (2019)

Tableau III 2 : Avantages et inconvénients du système unitaire

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

Source : Office International de l'eau (2000)

III-4-1-2 Le système séparatif

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

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

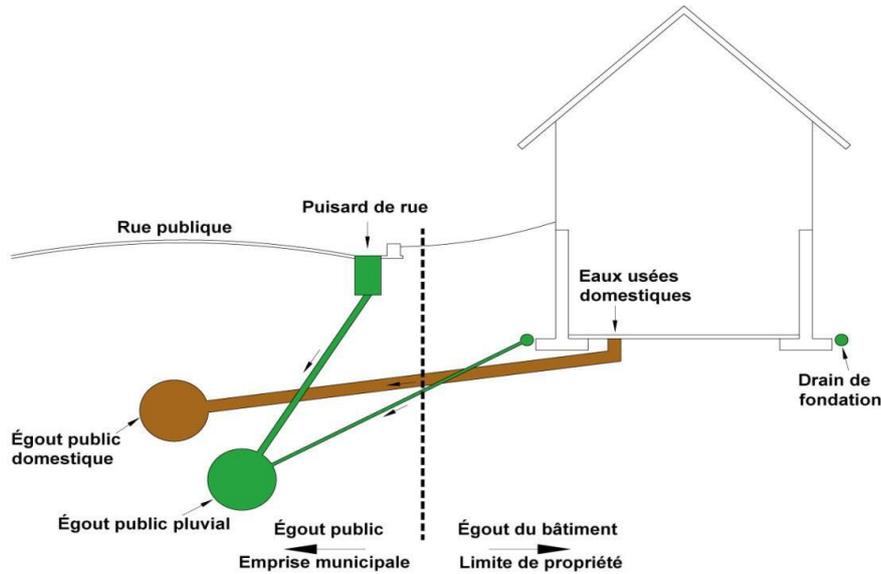


Figure III 2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source : www.gatineau.ca (2019)

Tableau III 3: Avantages et inconvénients du système séparatif

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

Source : Office International de l'eau (2000)

III-4-1-3 Le système pseudo-séparatif

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

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

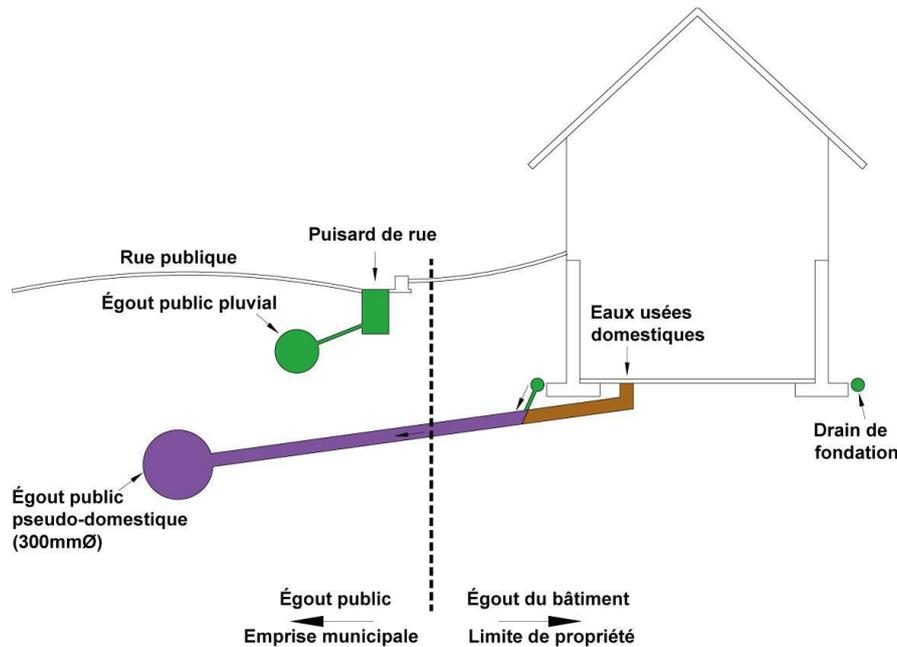


Figure III 3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source : www.gatineau.ca (2019)

III-4-1-4 Le 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-4-1-5 Le 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-4-1-6 Le système composite

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

III-4-2 Le choix du système d'assainissement

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

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

- Les considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc...).

→ Pour notre projet, on va adopter **le système unitaire**, pour les raisons suivantes :

- La densité en habitations est faible
- Le système est simple de conception
- Moins encombrant du sous-sol
- Eviter les faux-branchements

III-5 Schéma d'évacuation des eaux

III-5-1 Les différents schémas d'évacuation

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

III-5-1-1 Le schéma perpendiculaire

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

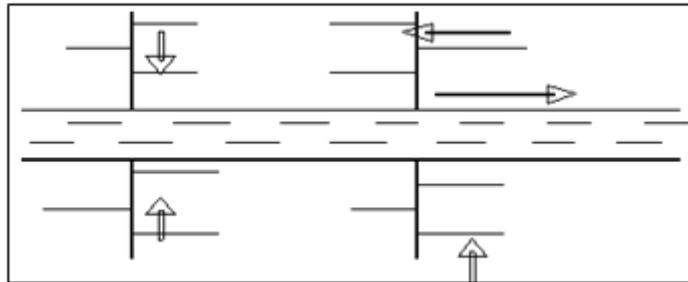


Figure III 4 : Schéma perpendiculaire

III-5-1-2 Le 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.

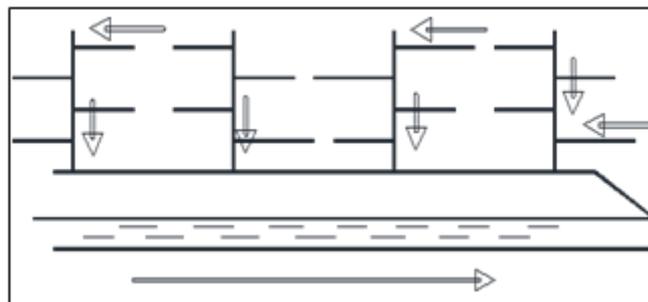


Figure III 5 : Schéma par déplacement latéral

III-5-1-3 Le 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.

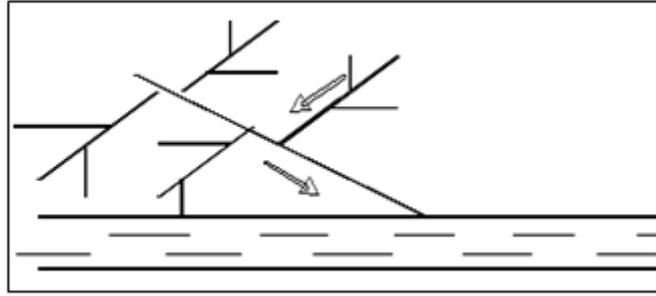


Figure III 6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

III-5-1-4 Le 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.

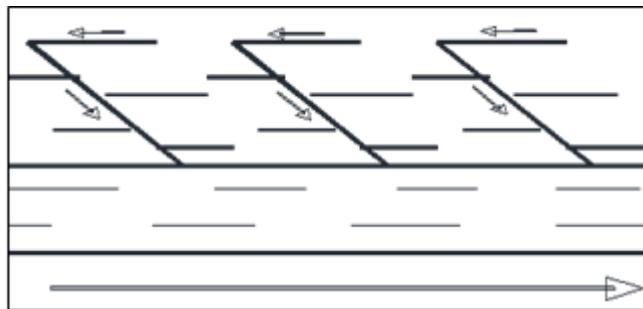


Figure III 7 : Schéma par zones étagées

III-5-1-5 Le 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).

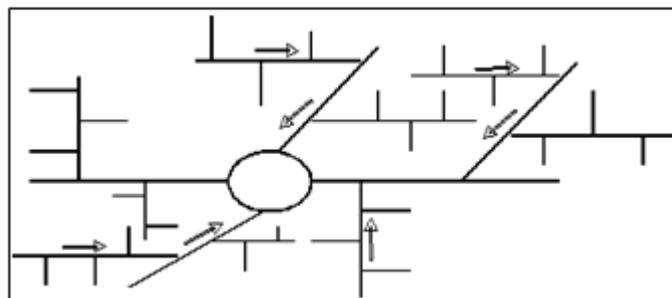


Figure III 8 : Schéma radial

III-5-2 Le choix du schéma d'évacuation

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

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

→ Pour notre projet, on va adopter **un schéma par déplacement latéral**.

III-6 Le coefficient de ruissellement

III-6-1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement

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

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

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

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

❖ Coefficient de ruissellement pondéré :

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

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

Avec :

Ai : surface partielle (ha).

A : surface totale (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

❖ Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol :

Tableau III 4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation de sol		Cr
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
Par cet jardins publics		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3

Tableau III 4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol (suite)

Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

❖ Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau III 5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Source : Water Environment Federation (1970)

❖ Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Tableau III 6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

Source : Water Environment Federation (1970)

❖ Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface :

Tableau III 7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

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

Source : Gomella et Guerree (1967)

III-6-2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire

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

→ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III 8 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

SB	Aire (ha)	Cr i	SB	Aire (ha)	Cr i
1	1,68	0,4	32	1,24	0,41
2	0,41	0,46	33	2	0,39
3	0,39	0,36	34	0,77	0,4
4	1,17	0,38	35	0,62	0,42
5	1,12	0,34	36	0,84	0,44
6	3,36	0,4	37	0,3	0,4
7	2,52	0,38	38	1,03	0,52
8	0,4	0,54	39	1,38	0,45
9	0,19	0,36	40	0,66	0,32
10	1,72	0,44	41	2,83	0,31
11	1,54	0,36	42	0,66	0,36
12	0,67	0,46	43	0,24	0,4
13	0,56	0,4	44	0,84	0,42
14	2,08	0,49	45	1,25	0,38
15	0,29	0,41	46	0,78	0,38
16	1,66	0,51	47	0,76	0,43
17	0,38	0,48	48	1,62	0,46
18	1,26	0,52	49	0,45	0,36
19	1,46	0,37	50	0,74	0,51
20	0,78	0,35	51	0,88	0,4
21	0,87	0,34	52	0,4	0,4
22	4,02	0,36	53	0,87	0,44
23	0,3	0,4	54	0,6	0,43
24	0,67	0,43	55	0,78	0,32
25	0,58	0,54	56	1,61	0,46
26	0,26	0,36	57	0,3	0,34
27	0,91	0,41	58	0,8	0,41
28	1,26	0,31	59	1,99	0,36
29	0,96	0,32	60	0,64	0,42
30	4,61	0,37	61	0,4	0,46
31	2,04	0,32			

III-7 Calcul de la population pour chaque surface élémentaire

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, on estime le coefficient de ruissellement pondéré totale,

- Coefficient de ruissellement pondéré total (voir formule (III.2))

$$C_{rpT} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{A} = 0.4$$

Ensuite, nous déterminerons le nombre d'habitants correspondant à chaque surface élémentaire. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

- Formule de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_T}{C_{rpT} \times A} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque surface élémentaire (hab/ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

P_T : population à l'horizon 2051.

C_{rpT} : coefficient de ruissellement pondéré total.

A : surface totale (ha).

- Calcul du nombre d'habitant correspondant à chaque surface élémentaire :

$$P_i = D_i \times A_i \quad (\text{III.4})$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque surface élémentaire

A_i : Aire élémentaire.

Tableau III 9 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° du SB	Aire (ha)	Cr i	Di (hab/ha)	Hab
1	1,68	0,4	46	78
2	0,41	0,46	53	22
3	0,39	0,36	42	17
4	1,17	0,38	44	52
5	1,12	0,34	39	44
6	3,36	0,4	46	155
7	2,52	0,38	44	111
8	0,4	0,54	62	25
9	0,19	0,36	42	8
10	1,72	0,44	51	88
11	1,54	0,36	42	65
12	0,67	0,46	53	36
13	0,56	0,4	46	26
14	2,08	0,49	56	117
15	0,29	0,41	47	14
16	1,66	0,51	59	98
17	0,38	0,48	55	21
18	1,26	0,52	60	76
19	1,46	0,37	43	63

Tableau III 9 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin (suite)

20	0,78	0,35	40	32
21	0,87	0,34	39	34
22	4,02	0,36	42	169
23	0,3	0,4	46	14
24	0,67	0,43	50	34
25	0,58	0,54	62	36
26	0,26	0,36	42	11
27	0,91	0,41	47	43
28	1,26	0,31	36	46
29	0,96	0,32	37	36
30	4,61	0,37	43	199
31	2,04	0,32	37	76
32	1,24	0,41	47	59
33	2	0,39	45	90
34	0,77	0,4	45	35
35	0,62	0,42	48	30
36	0,84	0,44	51	43
37	0,3	0,4	46	14
38	1,03	0,52	60	62
39	1,38	0,45	52	72
40	0,66	0,32	37	25
41	2,83	0,31	36	102
42	0,66	0,36	42	28
43	0,24	0,4	46	12
44	0,84	0,42	48	41
45	1,25	0,38	44	55
46	0,78	0,38	44	35
47	0,76	0,43	50	38
48	1,62	0,46	53	56
49	0,45	0,36	42	19
50	0,74	0,51	59	44
51	0,88	0,4	46	41
52	0,4	0,4	46	19
53	0,87	0,44	51	45
54	0,6	0,43	50	30
55	0,78	0,32	37	29
56	1,61	0,46	53	86
57	0,3	0,34	39	12
58	0,8	0,41	47	38
59	1,99	0,36	42	84
60	0,64	0,42	48	31
61	0,4	0,46	53	22

III-8 Conclusion

Ce chapitre nous a permis la détermination des paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

- Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latéral.
- La détermination du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin.

Chapitre IV :

Estimation des débits à évacuer

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

IV-1 Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées des différentes origines. Donc, il est impératif de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

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, qui varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée, 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'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV-2 Origine et nature des eaux à évacuer

IV-2-1 Les eaux usées

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

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

IV-2-1-1 Les eaux usées domestique :

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

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

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

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

IV-2-1-2 Les eaux usées des services publics :

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

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

IV-2-1-3 Les eaux usées industrielles

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

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

Cette quantité peut être évaluée selon la nature de l'industrie :

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

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération :

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

IV-2-1-4 Les eaux parasites

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

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

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

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

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

IV-2-2 Les eaux pluviales

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

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

IV-3 Estimation des débits des eaux usées

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

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

IV-3-1 Débit des eaux usées domestiques

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

IV-3-1-1 Débit moyen journalier

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

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

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times \text{Dot} \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.0.1})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s).

N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

Dot : dotation journalière estimée à 170 l/j/hab. (source : DRE)

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80%.

Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (l/j) en (l/s).

IV-3-1-2 Débit de pointe

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

$$Q_{\text{pte}}^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} \quad (\text{IV.0.2})$$

Avec :

$Q_{\text{pte}}^{\text{dom}}$: débit de pointe des eaux domestique.

$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté.

K_p : coefficient de pointe ; calculé en fonction du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad \text{si: } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{IV.0.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si: } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} < 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{IV.0.4})$$

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

Tableau IV 1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	N _{hab}	K _r	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy,j} ^{dom}	K _p	Q _{pte} ^{dom} (l/s)	Q _{pte} ^{dom} (m ³ /s)
1	78	0,8	170	0,123	3	0,368	0,00037
2	22	0,8	170	0,035	3	0,104	0,00010
3	17	0,8	170	0,027	3	0,080	0,00008
4	52	0,8	170	0,082	3	0,246	0,00025
5	44	0,8	170	0,069	3	0,208	0,00021
6	155	0,8	170	0,244	3	0,732	0,00073
7	111	0,8	170	0,175	3	0,524	0,00052
8	25	0,8	170	0,039	3	0,118	0,00012
9	8	0,8	170	0,013	3	0,038	0,00004
10	88	0,8	170	0,139	3	0,416	0,00042
11	65	0,8	170	0,102	3	0,307	0,00031
12	36	0,8	170	0,057	3	0,170	0,00017
13	26	0,8	170	0,041	3	0,123	0,00012
14	117	0,8	170	0,184	3	0,553	0,00055
15	14	0,8	170	0,022	3	0,066	0,00007
16	98	0,8	170	0,154	3	0,463	0,00046
17	21	0,8	170	0,033	3	0,099	0,00010
18	76	0,8	170	0,120	3	0,359	0,00036
19	63	0,8	170	0,099	3	0,298	0,00030
20	32	0,8	170	0,050	3	0,151	0,00015
21	34	0,8	170	0,054	3	0,161	0,00016
22	169	0,8	170	0,266	3	0,798	0,00080
23	14	0,8	170	0,022	3	0,066	0,00007
24	34	0,8	170	0,054	3	0,161	0,00016
25	36	0,8	170	0,057	3	0,170	0,00017
26	11	0,8	170	0,017	3	0,052	0,00005
27	43	0,8	170	0,068	3	0,203	0,00020
28	46	0,8	170	0,072	3	0,217	0,00022
29	36	0,8	170	0,057	3	0,170	0,00017
30	199	0,8	170	0,313	3	0,940	0,00094
31	76	0,8	170	0,120	3	0,359	0,00036
32	59	0,8	170	0,093	3	0,279	0,00028
33	90	0,8	170	0,142	3	0,425	0,00043

Tableau IV 1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin (suite)

34	35	0,8	170	0,055	3	0,165	0,00017
35	30	0,8	170	0,047	3	0,142	0,00014
36	43	0,8	170	0,068	3	0,203	0,00020
37	14	0,8	170	0,022	3	0,066	0,00007
38	62	0,8	170	0,098	3	0,293	0,00029
39	72	0,8	170	0,113	3	0,340	0,00034
40	25	0,8	170	0,039	3	0,118	0,00012
41	102	0,8	170	0,161	3	0,482	0,00048
42	28	0,8	170	0,044	3	0,132	0,00013
43	12	0,8	170	0,019	3	0,057	0,00006
44	41	0,8	170	0,065	3	0,194	0,00019
45	55	0,8	170	0,087	3	0,260	0,00026
46	35	0,8	170	0,055	3	0,165	0,00017
47	38	0,8	170	0,060	3	0,179	0,00018
48	56	0,8	170	0,088	3	0,264	0,00026
49	19	0,8	170	0,030	3	0,090	0,00009
50	44	0,8	170	0,069	3	0,208	0,00021
51	41	0,8	170	0,065	3	0,194	0,00019
52	19	0,8	170	0,030	3	0,090	0,00009
53	45	0,8	170	0,071	3	0,213	0,00021
54	30	0,8	170	0,047	3	0,142	0,00014
55	29	0,8	170	0,046	3	0,137	0,00014
56	86	0,8	170	0,135	3	0,406	0,00041
57	12	0,8	170	0,019	3	0,057	0,00006
58	38	0,8	170	0,060	3	0,179	0,00018
59	84	0,8	170	0,132	3	0,397	0,00040
60	31	0,8	170	0,049	3	0,146	0,00015
61	22	0,8	170	0,035	3	0,104	0,00010

IV-3-2 Débit des eaux usées des établissements publics

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

IV-3-2-1 Débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} = \frac{K_r \times \text{Dot}_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV.0.5})$$

Avec :

$Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques (l/s).

N_u : nombre d'usagers (des unités) .

$Dot_{\text{éq}}$: dotation de consommation journalière (l/j/unité) diffère d'un type d'utilisateur à un autre.

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80%.

Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (l/j) en (l/s).

IV-3-2-1 Débit de pointe :

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}}^{\text{éq}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} \tag{IV.0.6}$$

Avec :

$Q_{\text{pte}}^{\text{éq}}$: débit de pointe des eaux usées publiques.

$Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier rejeté.

K_p : coefficient de pointe ; calculé en fonction du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}}} \quad \text{si: } Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} \geq 2.8 \text{ l/s} \tag{IV.0.7}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si: } Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} < 2.8 \text{ l/s} \tag{IV.0.8}$$

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

Tableau IV 2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité	N u	Dot _{éq}	Q _{moy,j} ^{éq} (l/s)	K _p	Q _{pte} ^{éq} (l/s)	Q _{pte} ^{éq} (m ³ /s)	
12	Ecole primaire	élève	200	30	0,06944	3	0,20833	0,00021	
10	Ecole coranique	élève	100	30	0,03472	3	0,10417	0,00010	0.00019
	Zaouia	fidèle	100	25	0,02894	3	0,08681	0,00009	

IV-3-3 débits totaux des eaux usées à évacuer

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

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

Tableau IV 3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	Aire (ha)	$Q_{\text{pte}}^{\text{dom}}$ (l/s)	$Q^{\text{équi}}$ (l/s)	Q^{para} (l/s)	Q^{tot} (l/s)	Q^{tot} (m ³ /s)
1	1,68	0,36833		0,252	0,62033	0,00062
2	0,41	0,10389		0,0615	0,16539	0,00017
3	0,39	0,08028		0,0585	0,13878	0,00014
4	1,17	0,24556		0,1755	0,42106	0,00042
5	1,12	0,20778		0,168	0,37578	0,00038
6	3,36	0,73194		0,504	1,23594	0,00124
7	2,52	0,52417		0,378	0,90217	0,00090
8	0,4	0,11806		0,06	0,17806	0,00018
9	0,19	0,03778		0,0285	0,06628	0,00007
10	1,72	0,41556	0,191	0,258	0,86456	0,00086
11	1,54	0,30694		0,231	0,53794	0,00054
12	0,67	0,17000	0,208	0,1005	0,47850	0,00048
13	0,56	0,12278		0,084	0,20678	0,00021
14	2,08	0,55250		0,312	0,86450	0,00086
15	0,29	0,06611		0,0435	0,10961	0,00011
16	1,66	0,46278		0,249	0,71178	0,00071
17	0,38	0,09917		0,057	0,15617	0,00016
18	1,26	0,35889		0,189	0,54789	0,00055
19	1,46	0,29750		0,219	0,51650	0,00052
20	0,78	0,15111		0,117	0,26811	0,00027
21	0,87	0,16056		0,1305	0,29106	0,00029
22	4,02	0,79806		0,603	1,40106	0,00140
23	0,3	0,06611		0,045	0,11111	0,00011
24	0,67	0,16056		0,1005	0,26106	0,00026
25	0,58	0,17000		0,087	0,25700	0,00026
26	0,26	0,05194		0,039	0,09094	0,00009
27	0,91	0,20306		0,1365	0,33956	0,00034
28	1,26	0,21722		0,189	0,40622	0,00041
29	0,96	0,17000		0,144	0,31400	0,00031
30	4,61	0,93972		0,6915	1,63122	0,00163
31	2,04	0,35889		0,306	0,66489	0,00066
32	1,24	0,27861		0,186	0,46461	0,00046
33	2	0,42500		0,3	0,72500	0,00073
34	0,77	0,16528		0,1155	0,28078	0,00028
35	0,62	0,14167		0,093	0,23467	0,00023
36	0,84	0,20306		0,126	0,32906	0,00033
37	0,3	0,06611		0,045	0,11111	0,00011
38	1,03	0,29278		0,1545	0,44728	0,00045
39	1,38	0,34000		0,207	0,54700	0,00055
40	0,66	0,11806		0,099	0,21706	0,00022
41	2,83	0,48167		0,4245	0,90617	0,00091

Tableau IV 3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin (suite)

42	0,66	0,13222		0,099	0,23122	0,00023
43	0,24	0,05667		0,036	0,09267	0,00009
44	0,84	0,19361		0,126	0,31961	0,00032
45	1,25	0,25972		0,1875	0,44722	0,00045
46	0,78	0,16528		0,117	0,28228	0,00028
47	0,76	0,17944		0,114	0,29344	0,00029
48	1,62	0,26444		0,243	0,50744	0,00051
49	0,45	0,08972		0,0675	0,15722	0,00016
50	0,74	0,20778		0,111	0,31878	0,00032
51	0,88	0,19361		0,132	0,32561	0,00033
52	0,4	0,08972		0,06	0,14972	0,00015
53	0,87	0,21250		0,1305	0,34300	0,00034
54	0,6	0,14167		0,09	0,23167	0,00023
55	0,78	0,13694		0,117	0,25394	0,00025
56	1,61	0,40611		0,2415	0,64761	0,00065
57	0,3	0,05667		0,045	0,10167	0,00010
58	0,8	0,17944		0,12	0,29944	0,00030
59	1,99	0,39667		0,2985	0,69517	0,00070
60	0,64	0,14639		0,096	0,24239	0,00024
61	0,4	0,10389		0,06	0,16389	0,00016

IV-4 Estimation des débits des eaux pluviales

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

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

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

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

IV-4-1 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 « Cr ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épicentre 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 :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV.9})$$

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-4-1-1 Coefficient réducteur de l'intensité

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

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

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

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.10})$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

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

IV-4-1-2 Validité de la méthode rationnelle

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

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

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

IV-4-1-3 Hypothèse de la méthode rationnelle

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

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

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

IV-4-1-4 Temps de concentration

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

Le temps de concentration « t_c » se compose de :

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

L : longueur de la canalisation (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

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

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

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).

I : pente moyenne du parcours (%)

Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

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

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

L : cheminement hydraulique le plus long (km).

I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

IV-4-1-5 Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « Cr » 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-4-2 La méthode superficielle

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

$$Q_p = K_u \times C_r^u \times I^v \times A^w \tag{IV.15}$$

Avec :

Qp(f) : le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « f » ; en (m3/s).

Cr : le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.

I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).

A : la superficie drainée du sous bassin (ha).

K, u, v, w : coefficients d’expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \tag{IV.16}$$

$$u = 1 - b \times f \tag{IV.17}$$

$$v = c \times b \tag{IV.18}$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \tag{IV.19}$$

IV-4-2-1 Evaluation des paramètres de Caquot

❖ Paramètres liés à la pluviométrie :

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

$\varepsilon = 0.5$	pour S < 100ha.
$\varepsilon = 0.03$	la valeur la plus adoptée.

❖ Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :

- β + α = 1.1 : représente l’effet de stockage et d’écèlement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin.

❖ Paramètres concernant le bassin versant :

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

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \tag{IV.20}$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.

L : le plus long chemin hydraulique (m).

S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m²).

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

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (\text{IV.22})$$

❖ Le temps de concentration :

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

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

t_c (min) ; **I** (m/m) ; **A** (ha) ; **Q_p** (m²/s)

IV-4-2-2 Validité de méthode superficielle :

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

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

IV-4-2-3 Formules d'assemblage et d'équivalence :

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

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

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

Tableau IV 4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

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

Avec :

$A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.

A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.

$L(t_{c,\text{max}})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

Pour calculer le coefficient d'allongement « $M_{\text{éq}}$ » qui est sans unité, les longueurs « $L_i ; L(t_{c,\text{max}})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m²).

IV-4-2-4 Critique de méthode superficielle :

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

Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :

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

IV-4-3 Choix de la méthode

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins.

IV-4-4 Calcul des débits pluviaux

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

Tableau IV 5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N °Sb	Surface (ha)	Cr	α	I(l/s/ha)	Q _p (l/s)	Q _p (m ³ /s)
1	1,68	0,4	1	155,25	104,33	0,104
2	0,41	0,46	1	155,25	29,28	0,029
3	0,39	0,36	1	155,25	21,80	0,022
4	1,17	0,38	1	155,25	69,02	0,069
5	1,12	0,34	1	155,25	59,12	0,059
6	3,36	0,4	1	155,25	208,66	0,209
7	2,52	0,38	1	155,25	148,67	0,149
8	0,4	0,54	1	155,25	33,53	0,034
9	0,19	0,36	1	155,25	10,62	0,011
10	1,72	0,44	1	155,25	117,49	0,117
11	1,54	0,36	1	155,25	86,07	0,086
12	0,67	0,46	1	155,25	47,85	0,048
13	0,56	0,4	1	155,25	34,78	0,035
14	2,08	0,49	1	155,25	158,23	0,158
15	0,29	0,41	1	155,25	18,46	0,018
16	1,66	0,51	1	155,25	131,43	0,131
17	0,38	0,48	1	155,25	28,32	0,028
18	1,26	0,52	1	155,25	101,72	0,102
19	1,46	0,37	1	155,25	83,87	0,084
20	0,78	0,35	1	155,25	42,38	0,042
21	0,87	0,34	1	155,25	45,92	0,046
22	4,02	0,36	1	155,25	224,68	0,225
23	0,3	0,4	1	155,25	18,63	0,019
24	0,67	0,43	1	155,25	44,73	0,045
25	0,58	0,54	1	155,25	48,62	0,049
26	0,26	0,36	1	155,25	14,53	0,015
27	0,91	0,41	1	155,25	57,92	0,058
28	1,26	0,31	1	155,25	60,64	0,061
29	0,96	0,32	1	155,25	47,69	0,048
30	4,61	0,37	1	155,25	264,81	0,265
31	2,04	0,32	1	155,25	101,35	0,101
32	1,24	0,41	1	155,25	78,93	0,079
33	2	0,39	1	155,25	121,10	0,121
34	0,77	0,4	1	155,25	47,82	0,048
35	0,62	0,42	1	155,25	40,43	0,040
36	0,84	0,44	1	155,25	57,38	0,057
37	0,3	0,4	1	155,25	18,63	0,019
38	1,03	0,52	1	155,25	83,15	0,083
39	1,38	0,45	1	155,25	96,41	0,096
40	0,66	0,32	1	155,25	32,79	0,033
41	2,83	0,31	1	155,25	136,20	0,136
42	0,66	0,36	1	155,25	36,89	0,037

Tableau IV 5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer (suite)

43	0,24	0,4	1	155,25	14,90	0,015
44	0,84	0,42	1	155,25	54,77	0,055
45	1,25	0,38	1	155,25	73,74	0,074
46	0,78	0,38	1	155,25	46,02	0,046
47	0,76	0,43	1	155,25	50,74	0,051
48	1,62	0,46	1	155,25	115,69	0,116
49	0,45	0,36	1	155,25	25,15	0,025
50	0,74	0,51	1	155,25	58,59	0,059
51	0,88	0,4	1	155,25	54,65	0,055
52	0,4	0,4	1	155,25	24,84	0,025
53	0,87	0,44	1	155,25	59,43	0,059
54	0,6	0,43	1	155,25	40,05	0,040
55	0,78	0,32	1	155,25	38,75	0,039
56	1,61	0,46	1	155,25	114,98	0,115
57	0,3	0,34	1	155,25	15,84	0,016
58	0,8	0,41	1	155,25	50,92	0,051
59	1,99	0,36	1	155,25	111,22	0,111
60	0,64	0,42	1	155,25	41,73	0,042
61	0,4	0,46	1	155,25	28,57	0,029

IV-5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent les eaux usées et les eaux pluviales ; on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

La présente phase constitue une étape importante pour entamer le prochain chapitre ; le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

Chapitre V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

V-1 Introduction

Une fois que les débits des eaux à évacuer sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les collecteurs et regards.

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.

V-2 Principe de conception d'un système d'assainissement

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

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

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

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

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

V-3 Mode de dimensionnement des canalisations

V-3-1 Base de calcul

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

$$Q = v \times S_m \quad (V.1)$$

Avec :

Q : le débit véhiculé par le collecteur (m^3/s).

S_m : section mouillée (m^2).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

V-3-1-1 Formule de CHEZY

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

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydraulique et géométrique de l'écoulement.

I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

R_h : rayon hydraulique (m) donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.3})$$

Ou :

S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²).

P_m : le périmètre mouillé (m).

V-3-1-2 Formule de MANNING-STRICKLER

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

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

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

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.5})$$

Et le débit se calcule par l'expression suivante :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.6})$$

❖ Procédé de calcul :

1. Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
2. Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

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

3. Fixer le diamètre normalisé de la conduite « DN ».
4. Calculer la vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V. 5) :

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

$$v_{ps} = K \times \left(\frac{D_N}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

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

5. Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = v_{ps} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Avec:

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

6. Le rapport des débits :

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

7. Déterminer les vitesses réelles par :

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

Avec :

r_v : rapport des vitesses donné comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95.24 \times r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad (\text{V.12})$$

8. La hauteur de remplissage :

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

Avec :

r_H : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

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

V-4 Condition d'autocurage

Lorsqu'il s'agit d'un système unitaire, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites pour les débits minimums en période sèche, et pour cela il est nécessaire d'assurer :

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

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

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

V-5 Dimensionnement du réseau

Choix des matériaux :

- Pour $D < 630$ mm \Rightarrow Conduite en PVC
- Pour $D > 630$ mm \Rightarrow Conduite en Béton Armé Type 135A
- $D_{\min} = 315$ mm.

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

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Réseau I

Tableau V 1: dimensionnement du réseau unitaire I

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Diam. Normalisé (mm)	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R0 - R1	0,105	223,000	CR8-0315	4,190	0,430	0,960	0,460	140,000	3,190	1,820	3,310	0,242	OK
R1 - R2	0,105	225,000	CR8-0315	4,000	0,440	0,970	0,470	142,000	3,140	1,780	3,240	0,236	OK
R2 - R3	0,134	242,000	CR8-0315	4,500	0,530	1,020	0,520	159,000	3,490	1,890	3,430	0,251	OK
R3 - R4	0,134	242,000	CR8-0315	4,500	0,530	1,020	0,520	159,000	3,490	1,890	3,430	0,251	OK
R4 - R5	0,134	242,000	CR8-0315	4,500	0,530	1,020	0,520	159,000	3,490	1,890	3,430	0,251	OK
R5 - R6	0,134	242,000	CR8-0315	4,500	0,530	1,020	0,520	159,000	3,490	1,890	3,430	0,251	OK
R6 - R7	0,134	242,000	CR8-0315	4,500	0,530	1,020	0,520	159,000	3,490	1,890	3,430	0,251	OK
R7 - R8	0,134	242,000	CR8-0315	4,500	0,530	1,020	0,520	159,000	3,490	1,890	3,430	0,251	OK
R8 - R9	0,134	242,000	CR8-0315	5,050	0,500	1,000	0,500	153,000	3,640	2,000	3,640	0,266	OK
R9 - R10	0,225	396,000	CR8-0500	0,900	0,570	1,030	0,540	264,000	2,170	1,160	2,100	0,395	OK
R10 - R11	0,225	442,000	CR8-0500	0,500	0,760	1,100	0,660	321,000	1,730	0,860	1,570	0,294	OK
R11 - R12	0,225	427,000	CR8-0500	0,600	0,700	1,080	0,620	301,000	1,850	0,940	1,720	0,322	OK
R12 - R13	0,284	321,000	CR8-0500	4,400	0,330	0,890	0,390	192,000	4,150	2,560	4,650	0,873	OK
R13 - R14	0,284	321,000	CR8-0500	4,500	0,320	0,890	0,390	191,000	4,190	2,590	4,700	0,883	OK
R14 - R15	0,284	321,000	CR8-0500	4,500	0,320	0,890	0,390	191,000	4,190	2,590	4,700	0,883	OK
R15 - R16	0,284	321,000	CR8-0500	4,500	0,320	0,890	0,390	191,000	4,190	2,590	4,700	0,883	OK
R16 - R17	0,284	321,000	CR8-0500	4,500	0,320	0,890	0,390	191,000	4,190	2,590	4,700	0,883	OK
R17 - R18	0,284	321,000	CR8-0500	4,500	0,320	0,890	0,390	191,000	4,190	2,590	4,700	0,883	OK
R18 - R19	0,284	331,000	CR8-0500	3,700	0,350	0,910	0,410	201,000	3,900	2,350	4,260	0,801	OK
R19 - R20	0,284	341,000	CR8-0500	3,200	0,380	0,930	0,430	209,000	3,690	2,180	3,970	0,745	OK
R20 - R21	0,284	424,000	CR8-0500	1,000	0,680	1,070	0,610	297,000	2,380	1,220	2,220	0,416	OK
R21 - R22	0,284	466,000	CR8-0500	0,600	0,880	1,130	0,730	357,000	1,940	0,940	1,720	0,322	OK
R22 - R23	0,284	482,000	CR8-0500	0,500	0,960	1,140	0,790	387,000	1,790	0,860	1,570	0,294	OK
R23 - R24	0,284	453,000	CR8-0500	0,700	0,820	1,110	0,690	336,000	2,070	1,020	1,850	0,348	OK
R25 - R26	0,210	295,000	CR8-0315	3,800	0,910	1,130	0,750	229,000	3,570	1,730	3,150	0,230	OK
R26 - R27	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R27 - R28	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R28 - R29	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R29 - R30	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R30 - R31	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R31 - R32	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R32 - R33	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R33 - R34	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R34 - R35	0,210	287,000	CR8-0315	4,500	0,840	1,120	0,700	213,000	3,850	1,890	3,430	0,251	OK
R36 - R37	0,159	305,000	CR8-0315	4,500	0,630	1,060	0,580	176,000	3,630	1,890	3,430	0,251	OK
R37 - R38	0,159	258,000	CR8-0315	5,270	0,590	1,040	0,550	168,000	3,860	2,040	3,710	0,271	OK
R38 - R39	0,159	388,000	CR8-0500	0,500	0,540	1,020	0,520	256,000	1,600	0,860	1,570	0,294	OK
R39 - R40	0,159	388,000	CR8-0500	0,500	0,540	1,020	0,520	256,000	1,600	0,860	1,570	0,294	OK
R40 - R41	0,159	388,000	CR8-0500	0,500	0,540	1,020	0,520	256,000	1,600	0,860	1,570	0,294	OK
R41 - R42	0,159	388,000	CR8-0500	0,500	0,540	1,020	0,520	256,000	1,600	0,860	1,570	0,294	OK
R42 - R43	0,159	388,000	CR8-0500	0,500	0,540	1,020	0,520	256,000	1,600	0,860	1,570	0,294	OK
R43 - R44	0,159	388,000	CR8-0500	0,500	0,540	1,020	0,520	256,000	1,600	0,860	1,570	0,294	OK
R44 - R45	0,159	272,000	CR8-0500	3,300	0,210	0,790	0,310	152,000	3,180	2,210	4,030	0,756	OK
R45 - R46	0,159	258,000	CR8-0500	4,500	0,180	0,760	0,290	140,000	3,550	2,590	4,700	0,883	OK
R46 - R47	0,159	258,000	CR8-0500	4,500	0,180	0,760	0,290	140,000	3,550	2,590	4,700	0,883	OK
R47 - R48	0,159	258,000	CR8-0500	4,500	0,180	0,760	0,290	140,000	3,550	2,590	4,700	0,883	OK
R48 - R49	0,159	258,000	CR8-0500	4,500	0,180	0,760	0,290	140,000	3,550	2,590	4,700	0,883	OK
R49 - R50	0,159	258,000	CR8-0500	4,500	0,180	0,760	0,290	140,000	3,550	2,590	4,700	0,883	OK
R50 - R51	0,194	278,000	CR8-0500	4,500	0,220	0,800	0,320	156,000	3,760	2,590	4,700	0,883	OK
R51 - R52	0,194	278,000	CR8-0500	4,500	0,220	0,800	0,320	156,000	3,760	2,590	4,700	0,883	OK
R52 - R53	0,194	295,000	CR8-0500	3,200	0,260	0,840	0,350	170,000	3,330	2,180	3,970	0,745	OK
R53 - R54	0,242	454,000	CR8-0500	0,500	0,820	1,120	0,690	338,000	1,750	0,860	1,570	0,294	OK
R54 - R55	0,242	454,000	CR8-0500	0,500	0,820	1,120	0,690	338,000	1,750	0,860	1,570	0,294	OK
R55 - R56	0,242	454,000	CR8-0500	0,500	0,820	1,120	0,690	338,000	1,750	0,860	1,570	0,294	OK
R56 - R57	0,242	302,000	CR8-0500	4,500	0,270	0,850	0,360	175,000	4,000	2,590	4,700	0,883	OK
R57 - R58	0,242	302,000	CR8-0500	4,500	0,270	0,850	0,360	175,000	4,000	2,590	4,700	0,883	OK
R58 - R59	0,242	302,000	CR8-0500	4,500	0,270	0,850	0,360	175,000	4,000	2,590	4,700	0,883	OK
R59 - R60	0,242	301,000	CR8-0500	4,500	0,270	0,850	0,360	175,000	4,000	2,590	4,700	0,883	OK
R61 - R62	0,048	248,000	CR8-0315	0,500	0,570	1,030	0,540	166,000	1,180	0,630	1,140	0,084	OK
R62 - R53	0,048	248,000	CR8-0315	0,500	0,570	1,030	0,540	166,000	1,180	0,630	1,140	0,084	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R63 - R64	0,035	220,000	CR8-0315	0,500	0,420	0,960	0,450	138,000	1,090	0,630	1,140	0,084	OK
R64 - R65	0,035	159,000	CR8-0315	2,800	0,180	0,750	0,280	87,000	2,040	1,490	2,710	0,198	OK
R65 - R66	0,035	146,000	CR8-0315	4,500	0,140	0,700	0,250	77,000	2,420	1,890	3,430	0,251	OK
R66 - R50	0,035	146,000	CR8-0315	4,500	0,140	0,700	0,250	77,000	2,420	1,890	3,430	0,251	OK
R67 - R68	0,150	321,000	CR8-0400	1,230	0,610	1,050	0,560	218,000	2,200	1,160	2,100	0,247	OK
R68 - R69	0,150	380,000	CR8-0400	0,500	0,950	1,140	0,780	301,000	1,530	0,740	1,340	0,158	OK
R69 - R70	0,150	283,000	CR8-0400	2,400	0,430	0,960	0,460	178,000	2,830	1,620	2,940	0,346	OK
R70 - R71	0,150	253,000	CR8-0400	4,500	0,320	0,890	0,390	150,000	3,570	2,210	4,020	0,473	OK
R71 - R72	0,150	253,000	CR8-0400	4,500	0,320	0,890	0,390	150,000	3,570	2,210	4,020	0,473	OK
R72 - R73	0,237	300,000	CR8-0400	4,500	0,500	1,000	0,500	194,000	4,030	2,210	4,020	0,473	OK
R73 - R74	0,237	300,000	CR8-0400	4,500	0,500	1,000	0,500	194,000	4,030	2,210	4,020	0,473	OK
R74 - R75	0,237	300,000	CR8-0400	4,500	0,500	1,000	0,500	194,000	4,030	2,210	4,020	0,473	OK
R75 - R76	0,237	300,000	CR8-0400	4,500	0,500	1,000	0,500	194,000	4,030	2,210	4,020	0,473	OK
R76 - R77	0,237	300,000	CR8-0400	4,500	0,500	1,000	0,500	194,000	4,030	2,210	4,020	0,473	OK
R77 - R78	0,237	300,000	CR8-0400	4,500	0,500	1,000	0,500	194,000	4,030	2,210	4,020	0,473	OK
R78 - R79	0,237	301,000	CR8-0400	4,300	0,510	1,010	0,510	196,000	3,960	2,160	3,930	0,463	OK
R79 - R35	0,237	339,000	CR8-0400	2,300	0,700	1,080	0,620	239,000	3,110	1,580	2,880	0,338	OK
R35 - R80	0,447	385,000	CR8-0400	4,100	0,990	1,140	0,810	314,000	4,370	2,110	3,840	0,452	OK
R80 - R81	0,447	380,000	CR8-0400	4,500	0,940	1,140	0,770	299,000	4,580	2,210	4,020	0,473	OK
R81 - R82	0,447	379,000	CR8-0400	4,500	0,940	1,140	0,770	299,000	4,580	2,210	4,020	0,473	OK
R82 - R83	0,447	411,000	CR8-0500	2,930	0,630	1,050	0,570	281,000	4,000	2,090	3,790	0,712	OK
R83 - R84	0,481	516,000	CR8-0630	1,000	0,640	1,060	0,580	355,000	2,720	1,410	2,570	0,751	OK
R84 - R85	1,018	658,000	135A-0800	1,770	0,590	1,040	0,560	444,000	3,550	1,880	3,410	1,714	OK
R85 - R86	1,018	696,000	135A-0800	1,310	0,690	1,080	0,610	489,000	3,160	1,620	2,940	1,477	OK
R86 - R87	1,018	834,000	135A-1000	0,500	0,620	1,050	0,570	568,000	2,210	1,160	2,100	1,653	OK
R87 - R88	1,018	604,000	135A-1000	2,800	0,260	0,840	0,350	348,000	4,180	2,740	4,980	3,912	OK
R88 - R89	1,018	632,000	135A-1000	2,200	0,290	0,870	0,370	371,000	3,830	2,430	4,410	3,467	OK
R89 - R90	1,018	834,000	135A-1000	0,500	0,620	1,050	0,570	568,000	2,210	1,160	2,100	1,653	OK
R90 - R91	1,018	834,000	135A-1000	0,500	0,620	1,050	0,570	568,000	2,210	1,160	2,100	1,653	OK
R91 - R92	1,018	798,000	135A-1000	0,630	0,550	1,020	0,530	528,000	2,420	1,300	2,360	1,857	OK
R92 - R60	1,018	708,000	135A-1000	1,200	0,400	0,940	0,440	438,000	3,070	1,790	3,260	2,561	OK
R60 - R93	1,260	678,000	135A-1000	2,300	0,360	0,910	0,410	412,000	4,130	2,480	4,510	3,545	OK
R93 - R94	1,260	634,000	135A-1000	3,300	0,300	0,870	0,370	373,000	4,700	2,970	5,410	4,247	OK
R94 - R95	1,260	633,000	135A-1000	3,340	0,300	0,870	0,370	372,000	4,720	2,990	5,440	4,270	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R95 - R96	1,260	687,000	135A-1000	2,160	0,370	0,920	0,420	419,000	4,030	2,400	4,370	3,434	OK
R96 - R24	1,260	642,000	135A-1000	3,100	0,310	0,880	0,380	380,000	4,600	2,880	5,240	4,116	OK
R24 - R97	1,544	738,000	135A-1000	2,200	0,450	0,970	0,470	467,000	4,280	2,430	4,410	3,467	OK
R98 - R99	0,084	305,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R99 - R100	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R100 - R101	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R101 - R102	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R102 - R103	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R103 - R104	0,127	237,000	CR8-0315	4,500	0,510	1,000	0,500	154,000	3,440	1,890	3,430	0,251	OK
R104 - R105	0,127	237,000	CR8-0315	4,500	0,510	1,000	0,500	154,000	3,440	1,890	3,430	0,251	OK
R105 - R106	0,127	238,000	CR8-0315	4,300	0,520	1,010	0,510	156,000	3,380	1,850	3,360	0,245	OK
R106 - R107	0,127	237,000	CR8-0315	4,500	0,510	1,000	0,500	154,000	3,440	1,890	3,430	0,251	OK
R107 - R108	0,127	237,000	CR8-0315	4,500	0,510	1,000	0,500	154,000	3,440	1,890	3,430	0,251	OK
R108 - R109	0,127	236,000	CR8-0315	4,500	0,510	1,000	0,500	154,000	3,440	1,890	3,430	0,251	OK
R109 - R110	0,276	477,000	CR8-0500	0,500	0,940	1,140	0,770	376,000	1,780	0,860	1,570	0,294	OK
R110 - R111	0,276	341,000	CR8-0500	3,000	0,380	0,930	0,430	210,000	3,580	2,110	3,840	0,721	OK
R111 - R112	0,276	317,000	CR8-0500	4,500	0,310	0,880	0,380	188,000	4,150	2,590	4,700	0,883	OK
R112 - R113	0,408	368,000	CR8-0500	4,500	0,460	0,980	0,480	233,000	4,610	2,590	4,700	0,883	OK
R113 - R114	0,408	368,000	CR8-0500	4,500	0,460	0,980	0,480	233,000	4,610	2,590	4,700	0,883	OK
R114 - R115	0,408	368,000	CR8-0500	4,500	0,460	0,980	0,480	233,000	4,610	2,590	4,700	0,883	OK
R115 - R116	0,408	368,000	CR8-0500	4,500	0,460	0,980	0,480	233,000	4,610	2,590	4,700	0,883	OK
R116 - R117	0,408	368,000	CR8-0500	4,500	0,460	0,980	0,480	233,000	4,610	2,590	4,700	0,883	OK
R117 - R118	0,408	368,000	CR8-0500	4,500	0,460	0,980	0,480	233,000	4,610	2,590	4,700	0,883	OK
R118 - R84	0,419	370,000	CR8-0500	4,500	0,470	0,990	0,480	237,000	4,640	2,590	4,700	0,883	OK
R119 - R120	0,069	305,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,850	0,360	109,000	2,930	1,890	3,430	0,251	OK
R120 - R121	0,069	189,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,850	0,360	109,000	2,930	1,890	3,430	0,251	OK
R121 - R122	0,069	189,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,850	0,360	109,000	2,930	1,890	3,430	0,251	OK
R122 - R123	0,069	254,000	CR8-0315	0,900	0,620	1,050	0,570	173,000	1,610	0,840	1,540	0,112	OK
R123 - R124	0,069	205,000	CR8-0315	2,800	0,350	0,910	0,410	124,000	2,460	1,490	2,710	0,198	OK
R124 - R125	0,091	209,000	CR8-0315	4,500	0,360	0,920	0,420	127,000	3,160	1,890	3,430	0,251	OK
R125 - R126	0,091	209,000	CR8-0315	4,500	0,360	0,920	0,420	127,000	3,160	1,890	3,430	0,251	OK
R126 - R127	0,091	209,000	CR8-0315	4,500	0,360	0,920	0,420	127,000	3,160	1,890	3,430	0,251	OK
R127 - R128	0,091	209,000	CR8-0315	4,500	0,360	0,920	0,420	127,000	3,160	1,890	3,430	0,251	OK
R128 - R9	0,091	209,000	CR8-0315	4,960	0,350	0,910	0,410	124,000	3,270	1,980	3,600	0,263	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R129 - R130	0,102	305,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R130 - R131	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R131 - R132	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R132 - R133	0,102	240,000	CR8-0315	2,700	0,530	1,010	0,510	157,000	2,690	1,460	2,660	0,194	OK
R133 - R134	0,102	283,000	CR8-0315	1,100	0,820	1,120	0,690	211,000	1,900	0,930	1,700	0,124	OK
R134 - R135	0,102	289,000	CR8-0315	1,000	0,860	1,120	0,720	219,000	1,820	0,890	1,620	0,118	OK
R135 - R136	0,130	268,000	CR8-0315	2,400	0,710	1,080	0,620	190,000	2,720	1,380	2,510	0,183	OK
R136 - R137	0,130	278,000	CR8-0315	2,000	0,780	1,100	0,660	202,000	2,530	1,260	2,290	0,167	OK
R137 - R138	0,130	278,000	CR8-0315	2,000	0,780	1,100	0,660	202,000	2,530	1,260	2,290	0,167	OK
R138 - R109	0,130	278,000	CR8-0315	2,000	0,780	1,100	0,660	202,000	2,530	1,260	2,290	0,167	OK
R139 - R140	0,059	305,000	CR8-0315	4,500	0,240	0,820	0,330	101,000	2,800	1,890	3,430	0,251	OK
R140 - R141	0,059	178,000	CR8-0315	4,500	0,240	0,820	0,330	101,000	2,800	1,890	3,430	0,251	OK
R141 - R142	0,059	268,000	CR8-0315	0,500	0,710	1,080	0,620	189,000	1,240	0,630	1,140	0,084	OK
R142 - R143	0,059	186,000	CR8-0315	3,500	0,270	0,850	0,350	108,000	2,560	1,670	3,030	0,221	OK
R143 - R12	0,059	178,000	CR8-0315	4,500	0,240	0,820	0,330	101,000	2,800	1,890	3,430	0,251	OK
R144 - R124	0,022	305,000	CR8-0315	4,500	0,090	0,620	0,200	61,000	2,110	1,890	3,430	0,251	OK
R145 - R2	0,029	305,000	CR8-0315	4,500	0,120	0,670	0,230	70,000	2,290	1,890	3,430	0,251	OK
R146 - R147	0,019	137,000	CR8-0315	1,840	0,120	0,670	0,230	71,000	1,470	1,210	2,200	0,161	OK
R147 - R148	0,019	136,000	CR8-0315	1,900	0,120	0,670	0,230	70,000	1,490	1,230	2,230	0,163	OK
R148 - R109	0,019	118,000	CR8-0315	4,100	0,080	0,600	0,190	59,000	1,970	1,800	3,280	0,239	OK
R149 - R150	0,043	238,000	CR8-0315	0,500	0,510	1,010	0,510	155,000	1,150	0,630	1,140	0,084	OK
R150 - R151	0,043	168,000	CR8-0315	3,200	0,200	0,780	0,310	93,000	2,270	1,590	2,890	0,212	OK
R151 - R152	0,043	158,000	CR8-0315	4,500	0,170	0,740	0,280	85,000	2,560	1,890	3,430	0,251	OK
R152 - R103	0,043	158,000	CR8-0315	4,500	0,170	0,740	0,280	85,000	2,560	1,890	3,430	0,251	OK
R153 - R154	0,132	362,000	CR8-0400	0,500	0,840	1,120	0,700	271,000	1,500	0,740	1,340	0,158	OK
R154 - R155	0,132	362,000	CR8-0400	0,500	0,840	1,120	0,700	271,000	1,500	0,740	1,340	0,158	OK
R155 - R156	0,132	340,000	CR8-0400	0,700	0,710	1,080	0,620	240,000	1,720	0,870	1,590	0,187	OK
R156 - R157	0,132	274,000	CR8-0400	2,200	0,400	0,940	0,440	170,000	2,650	1,550	2,810	0,331	OK
R157 - R112	0,132	291,000	CR8-0400	1,600	0,470	0,980	0,480	186,000	2,360	1,320	2,400	0,282	OK
R158 - R118	0,011	305,000	CR8-0315	4,500	0,040	0,500	0,140	43,000	1,710	1,890	3,430	0,251	OK
R159 - R160	0,034	218,000	CR8-0315	0,500	0,410	0,950	0,440	135,000	1,090	0,630	1,140	0,084	OK
R160 - R161	0,034	145,000	CR8-0315	4,500	0,140	0,700	0,250	76,000	2,400	1,890	3,430	0,251	OK
R161 - R162	0,034	145,000	CR8-0315	4,500	0,140	0,700	0,250	76,000	2,400	1,890	3,430	0,251	OK
R162 - R83	0,034	144,000	CR8-0315	4,500	0,140	0,700	0,250	76,000	2,400	1,890	3,430	0,251	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R163 - R164	0,087	305,000	CR8-0315	4,500	0,350	0,910	0,410	124,000	3,120	1,890	3,430	0,251	OK
R164 - R165	0,087	206,000	CR8-0315	4,500	0,350	0,910	0,410	124,000	3,120	1,890	3,430	0,251	OK
R165 - R166	0,087	206,000	CR8-0315	4,500	0,350	0,910	0,410	124,000	3,120	1,890	3,430	0,251	OK
R166 - R167	0,087	206,000	CR8-0315	4,500	0,350	0,910	0,410	124,000	3,120	1,890	3,430	0,251	OK
R167 - R72	0,087	206,000	CR8-0315	4,500	0,350	0,910	0,410	124,000	3,120	1,890	3,430	0,251	OK
R168 - R135	0,028	202,000	CR8-0315	0,500	0,330	0,900	0,400	122,000	1,030	0,630	1,140	0,084	OK

Réseau2

Tableau V 2: dimensionnement du réseau unitaire2

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Diam. Normalisé (mm)	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Plaine section		Contrainte
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R170 - R196	0,015	117,000	CR8-0315	2,630	0,080	0,600	0,190	59,000	1,580	1,440	2,620	0,192	OK
R172 - R173	0,122	240,000	CR8-0315	3,840	0,530	1,010	0,520	157,000	3,210	1,740	3,170	0,232	OK
R173 - R174	0,122	234,000	CR8-0315	4,700	0,480	0,990	0,490	148,000	3,460	1,930	3,510	0,256	OK
R174 - R175	0,122	351,000	CR8-0400	0,500	0,770	1,100	0,660	256,000	1,480	0,740	1,340	0,158	OK
R175 - R176	0,122	351,000	CR8-0400	0,500	0,770	1,100	0,660	256,000	1,480	0,740	1,340	0,158	OK
R176 - R177	0,269	473,000	CR8-0500	0,500	0,910	1,130	0,750	368,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R177 - R178	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R178 - R179	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R179 - R180	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R180 - R181	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R181 - R182	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R182 - R183	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R183 - R184	0,269	314,000	CR8-0500	4,450	0,310	0,880	0,380	186,000	4,100	2,570	4,680	0,878	OK
R184 - R185	0,269	314,000	CR8-0500	4,470	0,310	0,880	0,380	185,000	4,110	2,580	4,690	0,880	OK
R185 - R186	0,269	330,000	CR8-0500	3,400	0,350	0,910	0,410	200,000	3,720	2,250	4,090	0,768	OK
R186 - R187	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R187 - R188	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R188 - R189	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R189 - R190	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK
R190 - R191	0,269	314,000	CR8-0500	4,500	0,300	0,880	0,380	185,000	4,120	2,590	4,700	0,883	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R191 - R192	0,348	368,000	CR8-0500	3,200	0,470	0,980	0,480	235,000	3,900	2,180	3,970	0,745	OK
R192 - R193	0,348	353,000	CR8-0500	4,000	0,420	0,960	0,450	220,000	4,240	2,440	4,430	0,833	OK
R193 - R194	0,348	346,000	CR8-0500	4,500	0,390	0,940	0,440	213,000	4,420	2,590	4,700	0,883	OK
R194 - R195	0,348	346,000	CR8-0500	4,500	0,390	0,940	0,440	213,000	4,420	2,590	4,700	0,883	OK
R195 - R196	0,348	345,000	CR8-0500	4,500	0,390	0,940	0,440	213,000	4,420	2,590	4,700	0,883	OK
R196 - R197	0,421	397,000	CR8-0500	3,100	0,570	1,030	0,540	266,000	4,030	2,150	3,900	0,733	OK
R197 - R198	0,421	372,000	CR8-0500	4,500	0,480	0,990	0,490	238,000	4,640	2,590	4,700	0,883	OK
R198 - R199	0,421	372,000	CR8-0500	4,500	0,480	0,990	0,490	238,000	4,640	2,590	4,700	0,883	OK
R199 - R200	0,421	377,000	CR8-0500	4,100	0,500	1,000	0,500	244,000	4,490	2,470	4,490	0,843	OK
R200 - R201	0,421	393,000	CR8-0500	3,300	0,560	1,030	0,530	261,000	4,130	2,210	4,030	0,756	OK
R201 - R202	0,947	678,000	135A-0800	1,300	0,640	1,060	0,580	467,000	3,100	1,610	2,920	1,470	OK
R202 - R203	0,947	700,000	135A-0800	1,100	0,700	1,080	0,620	493,000	2,910	1,480	2,690	1,354	OK
R203 - R204	0,947	577,000	135A-0800	3,090	0,420	0,960	0,450	361,000	4,310	2,480	4,510	2,266	OK
R204 - R205	0,947	682,000	135A-0800	1,270	0,650	1,060	0,590	471,000	3,070	1,590	2,890	1,451	OK
R205 - R206	0,947	578,000	135A-0800	3,050	0,420	0,960	0,450	362,000	4,290	2,460	4,480	2,251	OK
R206 - R207	0,947	645,000	135A-0800	1,700	0,560	1,030	0,540	430,000	3,440	1,840	3,340	1,680	OK
R207 - R208	1,011	587,000	135A-0800	3,210	0,440	0,970	0,460	370,000	4,440	2,530	4,600	2,310	OK
R208 - R209	1,011	633,000	135A-0800	2,140	0,540	1,020	0,520	417,000	3,820	2,070	3,760	1,888	OK
R209 - R210	1,011	627,000	135A-0800	2,250	0,520	1,010	0,510	411,000	3,890	2,120	3,850	1,934	OK
R210 - R211	1,011	621,000	135A-0800	2,360	0,510	1,000	0,510	405,000	3,960	2,170	3,940	1,983	OK
R211 - R212	1,011	620,000	135A-0800	2,400	0,510	1,000	0,500	403,000	3,990	2,190	3,970	1,997	OK
R212 - R213	1,011	730,000	135A-0800	1,000	0,780	1,110	0,670	534,000	2,840	1,410	2,560	1,289	OK
R213 - R214	1,011	730,000	135A-0800	1,000	0,780	1,110	0,670	534,000	2,840	1,410	2,560	1,289	OK
R214 - R215	1,011	641,000	135A-0800	2,000	0,550	1,020	0,530	426,000	3,720	2,000	3,630	1,823	OK
R215 - R216	1,011	602,000	135A-0800	2,800	0,470	0,980	0,480	385,000	4,220	2,360	4,290	2,157	OK
R216 - R217	1,237	672,000	135A-0800	2,320	0,630	1,050	0,580	460,000	4,120	2,150	3,910	1,965	OK
R217 - R218	1,237	730,000	135A-0800	1,500	0,780	1,110	0,670	534,000	3,480	1,730	3,140	1,579	OK
R218 - R219	1,237	713,000	135A-0800	1,700	0,740	1,090	0,640	511,000	3,650	1,840	3,340	1,681	OK
R219 - R220	1,237	707,000	135A-0800	1,780	0,720	1,090	0,630	503,000	3,720	1,880	3,420	1,721	OK
R220 - R221	1,237	743,000	135A-0800	1,370	0,820	1,120	0,690	552,000	3,350	1,650	3,000	1,507	OK
R221 - R222	1,237	798,000	135A-0800	0,930	0,990	1,140	0,820	654,000	2,820	1,360	2,470	1,243	OK
R222 - R223	1,283	695,000	135A-0800	2,100	0,690	1,080	0,610	487,000	4,000	2,040	3,720	1,868	OK
R223 - R224	1,283	716,000	135A-0800	1,790	0,740	1,100	0,640	514,000	3,760	1,890	3,430	1,726	OK
R224 - R225	1,283	726,000	135A-0800	1,670	0,770	1,100	0,660	528,000	3,650	1,820	3,310	1,664	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R225 - R226	1,283	650,000	135A-0800	3,000	0,570	1,030	0,540	435,000	4,590	2,440	4,440	2,233	OK
R226 - R227	1,283	677,000	135A-0800	2,410	0,640	1,060	0,580	466,000	4,220	2,190	3,980	2,002	OK
R227 - R228	1,283	799,000	135A-0800	1,000	1,000	1,140	0,820	654,000	2,920	1,410	2,560	1,289	OK
R228 - R229	1,283	723,000	135A-0800	1,700	0,760	1,100	0,650	524,000	3,680	1,840	3,340	1,681	OK
R230 - R231	0,266	316,000	CR8-0400	4,170	0,580	1,040	0,550	213,000	4,020	2,130	3,870	0,456	OK
R231 - R232	0,266	313,000	CR8-0400	4,480	0,560	1,030	0,540	208,000	4,130	2,210	4,020	0,472	OK
R232 - R233	0,266	314,000	CR8-0400	4,300	0,570	1,030	0,540	211,000	4,060	2,160	3,930	0,463	OK
R233 - R234	0,266	327,000	CR8-0400	3,820	0,610	1,050	0,560	218,000	3,880	2,040	3,710	0,436	OK
R234 - R235	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R235 - R236	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R236 - R237	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R237 - R238	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R238 - R239	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R239 - R240	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R240 - R241	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R241 - R242	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R242 - R243	0,266	471,000	CR8-0500	0,500	0,900	1,130	0,750	365,000	1,770	0,860	1,570	0,294	OK
R243 - R244	0,368	532,000	CR8-0630	0,500	0,690	1,080	0,610	374,000	1,960	1,000	1,820	0,531	OK
R244 - R245	0,368	354,000	CR8-0630	4,500	0,230	0,810	0,330	199,000	4,420	3,000	5,450	1,593	OK
R245 - R246	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R246 - R247	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R247 - R248	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R248 - R249	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R249 - R250	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R250 - R251	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R251 - R252	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R252 - R253	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R253 - R254	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R254 - R255	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R255 - R256	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R256 - R257	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R257 - R258	0,477	390,000	CR8-0630	4,500	0,300	0,870	0,380	229,000	4,750	3,000	5,450	1,593	OK
R258 - R259	0,526	608,000	CR8-0630	0,500	0,990	1,140	0,810	496,000	2,070	1,000	1,820	0,531	OK
R259 - R201	0,526	608,000	CR8-0630	0,500	0,990	1,140	0,810	496,000	2,070	1,000	1,820	0,531	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R260 - R261	0,058	197,000	CR8-0315	2,460	0,310	0,880	0,380	117,000	2,240	1,400	2,540	0,185	OK
R261 - R262	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R262 - R263	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R263 - R264	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R264 - R265	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R265 - R266	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R266 - R267	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R267 - R268	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R268 - R269	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R269 - R270	0,147	303,000	CR8-0315	1,670	0,960	1,140	0,790	240,000	2,380	1,150	2,090	0,153	OK
R270 - R271	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R271 - R272	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R272 - R273	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R273 - R274	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R274 - R275	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R275 - R276	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R276 - R176	0,147	377,000	CR8-0400	0,500	0,930	1,140	0,770	296,000	1,520	0,740	1,340	0,158	OK
R277 - R278	0,102	258,000	CR8-0315	1,800	0,640	1,060	0,580	178,000	2,300	1,190	2,170	0,159	OK
R278 - R279	0,102	227,000	CR8-0315	3,600	0,450	0,980	0,470	144,000	3,000	1,690	3,070	0,224	OK
R279 - R280	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R280 - R281	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R281 - R282	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R282 - R283	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R283 - R243	0,102	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,440	135,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R284 - R285	0,048	305,000	CR8-0315	4,500	0,190	0,770	0,300	90,000	2,650	1,890	3,430	0,251	OK
R285 - R286	0,048	214,000	CR8-0315	1,100	0,390	0,940	0,430	132,000	1,590	0,930	1,700	0,124	OK
R286 - R287	0,048	248,000	CR8-0315	0,500	0,570	1,030	0,540	166,000	1,180	0,630	1,140	0,084	OK
R287 - R288	0,048	193,000	CR8-0315	1,900	0,290	0,870	0,370	113,000	1,940	1,230	2,230	0,163	OK
R288 - R289	0,048	189,000	CR8-0315	2,100	0,280	0,860	0,360	110,000	2,010	1,290	2,350	0,171	OK
R289 - R245	0,048	173,000	CR8-0315	3,400	0,220	0,800	0,320	97,000	2,390	1,640	2,980	0,218	OK
R290 - R291	0,058	305,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R291 - R292	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R292 - R293	0,058	177,000	CR8-0315	4,500	0,230	0,810	0,330	100,000	2,790	1,890	3,430	0,251	OK
R293 - R196	0,058	188,000	CR8-0315	3,200	0,270	0,850	0,360	109,000	2,470	1,590	2,890	0,212	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R294 - R295	0,079	305,000	CR8-0315	5,270	0,290	0,870	0,370	113,000	3,210	2,040	3,710	0,271	OK
R295 - R296	0,079	199,000	CR8-0315	4,500	0,310	0,880	0,390	118,000	3,040	1,890	3,430	0,251	OK
R296 - R297	0,079	199,000	CR8-0315	4,500	0,310	0,880	0,390	118,000	3,040	1,890	3,430	0,251	OK
R297 - R298	0,079	199,000	CR8-0315	4,500	0,310	0,880	0,390	118,000	3,040	1,890	3,430	0,251	OK
R298 - R191	0,079	199,000	CR8-0315	4,500	0,310	0,880	0,390	118,000	3,040	1,890	3,430	0,251	OK
R299 - R300	0,045	305,000	CR8-0315	4,500	0,180	0,760	0,290	87,000	2,590	1,890	3,430	0,251	OK
R300 - R301	0,045	161,000	CR8-0315	4,500	0,180	0,760	0,290	87,000	2,590	1,890	3,430	0,251	OK
R301 - R302	0,045	161,000	CR8-0315	4,400	0,180	0,760	0,290	88,000	2,570	1,870	3,390	0,248	OK
R302 - R303	0,045	234,000	CR8-0315	0,600	0,490	1,000	0,490	151,000	1,250	0,690	1,250	0,092	OK
R303 - R207	0,064	276,000	CR8-0315	0,500	0,770	1,100	0,660	200,000	1,260	0,630	1,140	0,084	OK
R304 - R305	0,019	305,000	CR8-0315	4,500	0,080	0,600	0,190	58,000	2,050	1,890	3,430	0,251	OK
R305 - R303	0,019	116,000	CR8-0315	4,500	0,080	0,600	0,190	58,000	2,050	1,890	3,430	0,251	OK
R306 - R307	0,049	250,000	CR8-0315	0,500	0,590	1,040	0,550	168,000	1,190	0,630	1,140	0,084	OK
R307 - R258	0,049	250,000	CR8-0315	0,500	0,590	1,040	0,550	168,000	1,190	0,630	1,140	0,084	OK
R308 - R309	0,041	305,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,730	0,270	83,000	2,520	1,890	3,430	0,251	OK
R309 - R310	0,041	155,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,730	0,270	83,000	2,520	1,890	3,430	0,251	OK
R310 - R311	0,041	155,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,730	0,270	83,000	2,520	1,890	3,430	0,251	OK
R311 - R269	0,041	155,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,730	0,270	83,000	2,520	1,890	3,430	0,251	OK
R312 - R313	0,046	178,000	CR8-0315	2,700	0,240	0,820	0,330	101,000	2,170	1,460	2,660	0,194	OK
R313 - R314	0,046	180,000	CR8-0315	2,500	0,250	0,830	0,340	103,000	2,110	1,410	2,560	0,187	OK
R314 - R222	0,046	244,000	CR8-0315	0,500	0,550	1,020	0,530	161,000	1,170	0,630	1,140	0,084	OK

Réseau3 :

Tableau V 3: dimensionnement du réseau unitaire3

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Diam. Normalisé (mm)	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R171 - R315	0,033	305,000	CR8-0315	4,500	0,130	0,690	0,250	75,000	2,380	1,890	3,430	0,251	OK
R315 - R372	0,033	143,000	CR8-0315	4,500	0,130	0,690	0,250	75,000	2,380	1,890	3,430	0,251	OK
R317 - R318	0,137	305,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	161,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R318 - R319	0,137	295,000	CR8-0315	1,600	0,920	1,130	0,750	230,000	2,320	1,130	2,050	0,150	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R319 - R320	0,137	246,000	CR8-0315	4,200	0,570	1,030	0,540	164,000	3,410	1,820	3,320	0,242	OK
R320 - R321	0,137	244,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	161,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R321 - R322	0,137	244,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	161,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R322 - R323	0,137	244,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	161,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R323 - R324	0,137	244,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	161,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R324 - R325	0,137	244,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	161,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R325 - R326	0,152	254,000	CR8-0315	4,500	0,610	1,050	0,560	171,000	3,590	1,890	3,430	0,251	OK
R326 - R327	0,152	274,000	CR8-0315	2,900	0,750	1,100	0,650	198,000	3,030	1,520	2,760	0,201	OK
R327 - R328	0,152	292,000	CR8-0315	2,100	0,890	1,130	0,730	224,000	2,640	1,290	2,350	0,171	OK
R328 - R329	0,152	254,000	CR8-0315	4,500	0,610	1,050	0,560	171,000	3,590	1,890	3,430	0,251	OK
R329 - R330	0,152	254,000	CR8-0315	4,500	0,610	1,050	0,560	171,000	3,590	1,890	3,430	0,251	OK
R330 - R331	0,152	260,000	CR8-0315	3,900	0,650	1,060	0,590	179,000	3,400	1,760	3,200	0,234	OK
R331 - R332	0,477	566,000	CR8-0630	0,600	0,820	1,120	0,690	420,000	2,220	1,090	1,990	0,582	OK
R332 - R333	0,477	497,000	CR8-0630	1,200	0,580	1,040	0,550	334,000	2,910	1,550	2,810	0,822	OK
R333 - R334	0,477	550,000	CR8-0630	0,700	0,760	1,100	0,650	398,000	2,360	1,180	2,150	0,628	OK
R334 - R335	0,551	598,000	CR8-0630	0,600	0,950	1,140	0,780	473,000	2,270	1,090	1,990	0,582	OK
R335 - R336	0,551	598,000	CR8-0630	1,080	0,710	1,080	0,620	379,000	2,890	1,470	2,670	0,780	OK
R336 - R337	0,551	662,000	135A-0800	0,500	0,600	1,050	0,560	449,000	1,900	1,000	1,810	0,912	OK
R337 - R338	0,551	662,000	135A-0800	0,500	0,600	1,050	0,560	449,000	1,900	1,000	1,810	0,912	OK
R338 - R339	0,597	683,000	135A-0800	0,500	0,650	1,060	0,590	472,000	1,930	1,000	1,810	0,912	OK
R339 - R340	0,597	683,000	135A-0800	0,500	0,650	1,060	0,590	472,000	1,930	1,000	1,810	0,912	OK
R340 - R341	0,597	683,000	135A-0800	0,500	0,650	1,060	0,590	472,000	1,930	1,000	1,810	0,912	OK
R341 - R342	0,648	704,000	135A-0800	0,500	0,710	1,080	0,620	499,000	1,970	1,000	1,810	0,912	OK
R342 - R343	0,648	554,000	135A-0800	1,800	0,370	0,930	0,420	339,000	3,190	1,890	3,440	1,730	OK
R343 - R344	0,648	486,000	135A-0800	3,600	0,260	0,840	0,350	281,000	4,110	2,680	4,870	2,446	OK
R344 - R345	0,648	468,000	135A-0800	4,500	0,240	0,820	0,330	265,000	4,440	2,990	5,440	2,735	OK
R345 - R346	0,764	498,000	135A-0800	4,500	0,280	0,860	0,360	289,000	4,660	2,990	5,440	2,735	OK
R346 - R347	0,764	498,000	135A-0800	4,500	0,280	0,860	0,360	289,000	4,660	2,990	5,440	2,735	OK
R347 - R348	0,764	498,000	135A-0800	4,470	0,280	0,860	0,360	290,000	4,650	2,980	5,430	2,727	OK
R348 - R349	0,764	505,000	135A-0800	4,100	0,290	0,870	0,370	296,000	4,500	2,860	5,190	2,611	OK
R349 - R350	0,764	526,000	135A-0800	3,300	0,330	0,890	0,390	314,000	4,160	2,560	4,660	2,342	OK
R350 - R351	0,903	641,000	135A-0800	1,600	0,550	1,020	0,530	425,000	3,320	1,780	3,240	1,631	OK
R351 - R352	0,903	688,000	135A-0800	1,100	0,670	1,070	0,600	478,000	2,880	1,480	2,690	1,352	OK
R352 - R353	0,903	676,000	135A-0800	1,200	0,640	1,060	0,580	465,000	2,970	1,550	2,810	1,412	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R353 - R354	0,903	797,000	135A-0800	0,500	0,990	1,140	0,810	651,000	2,070	1,000	1,810	0,912	OK
R354 - R355	1,433	706,000	135A-0800	2,400	0,720	1,090	0,630	502,000	4,320	2,190	3,970	1,997	OK
R355 - R356	1,433	792,000	135A-0800	1,300	0,970	1,140	0,800	640,000	3,330	1,610	2,920	1,470	OK
R356 - R357	1,433	791,000	135A-0800	1,310	0,970	1,140	0,790	636,000	3,350	1,620	2,940	1,478	OK
R357 - R358	1,433	731,000	135A-0800	2,000	0,790	1,110	0,670	535,000	4,020	2,000	3,630	1,825	OK
R358 - R359	1,433	758,000	135A-0800	1,650	0,870	1,120	0,720	575,000	3,700	1,810	3,290	1,656	OK
R359 - R360	1,433	694,000	135A-0800	2,640	0,680	1,080	0,610	486,000	4,480	2,290	4,170	2,097	OK
R360 - R361	1,433	690,000	135A-0800	2,720	0,670	1,070	0,600	482,000	4,530	2,320	4,230	2,124	OK
R361 - R362	1,433	771,000	135A-0800	1,500	0,910	1,130	0,750	599,000	3,550	1,730	3,140	1,579	OK
R363 - R364	0,084	305,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R364 - R365	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R365 - R366	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R366 - R367	0,084	203,000	CR8-0315	4,470	0,340	0,900	0,400	122,000	3,090	1,880	3,420	0,250	OK
R367 - R368	0,084	212,000	CR8-0315	3,500	0,380	0,930	0,430	130,000	2,820	1,670	3,030	0,221	OK
R368 - R369	0,084	203,000	CR8-0315	4,500	0,330	0,900	0,400	122,000	3,090	1,890	3,430	0,251	OK
R369 - R370	0,103	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,450	136,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R370 - R371	0,103	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,450	136,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R371 - R372	0,103	219,000	CR8-0315	4,500	0,410	0,950	0,450	136,000	3,260	1,890	3,430	0,251	OK
R372 - R373	0,136	243,000	CR8-0315	4,500	0,540	1,020	0,520	160,000	3,500	1,890	3,430	0,251	OK
R373 - R374	0,136	246,000	CR8-0315	4,200	0,560	1,030	0,540	163,000	3,410	1,820	3,320	0,242	OK
R374 - R375	0,136	265,000	CR8-0315	2,800	0,690	1,080	0,610	186,000	2,910	1,490	2,710	0,198	OK
R375 - R376	0,136	252,000	CR8-0315	3,930	0,580	1,040	0,550	167,000	3,320	1,760	3,210	0,234	OK
R376 - R377	0,136	354,000	CR8-0400	0,600	0,790	1,110	0,670	259,000	1,630	0,810	1,470	0,173	OK
R377 - R378	0,136	265,000	CR8-0400	2,800	0,360	0,920	0,420	162,000	2,920	1,750	3,170	0,373	OK
R378 - R379	0,270	348,000	CR8-0400	2,600	0,750	1,100	0,650	251,000	3,360	1,680	3,060	0,360	OK
R379 - R380	0,270	340,000	CR8-0400	2,900	0,710	1,080	0,620	241,000	3,500	1,780	3,230	0,380	OK
R380 - R381	0,325	367,000	CR8-0400	3,230	0,810	1,110	0,680	264,000	3,800	1,880	3,410	0,401	OK
R381 - R382	0,325	399,000	CR8-0500	1,860	0,570	1,030	0,540	265,000	3,120	1,660	3,020	0,568	OK
R382 - R383	0,325	490,000	CR8-0630	0,600	0,560	1,030	0,530	326,000	2,040	1,090	1,990	0,582	OK
R383 - R384	0,325	507,000	CR8-0630	0,500	0,610	1,050	0,570	345,000	1,900	1,000	1,820	0,531	OK
R384 - R385	0,325	399,000	CR8-0630	1,800	0,320	0,890	0,390	238,000	3,070	1,900	3,450	1,007	OK
R385 - R386	0,325	446,000	CR8-0630	1,000	0,430	0,960	0,460	280,000	2,480	1,410	2,570	0,751	OK
R386 - R387	0,325	507,000	CR8-0630	0,500	0,610	1,050	0,570	345,000	1,900	1,000	1,820	0,531	OK
R387 - R388	0,325	446,000	CR8-0630	1,000	0,430	0,960	0,460	280,000	2,480	1,410	2,570	0,751	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R388 - R331	0,325	507,000	CR8-0630	0,500	0,610	1,050	0,570	345,000	1,900	1,000	1,820	0,531	OK
R389 - R390	0,019	120,000	CR8-0315	3,810	0,080	0,610	0,200	60,000	1,920	1,740	3,160	0,231	OK
R390 - R391	0,019	116,000	CR8-0315	4,500	0,080	0,600	0,190	58,000	2,050	1,890	3,430	0,251	OK
R391 - R369	0,019	116,000	CR8-0315	4,500	0,080	0,600	0,190	58,000	2,050	1,890	3,430	0,251	OK
R392 - R393	0,097	322,000	CR8-0400	0,500	0,610	1,050	0,570	219,000	1,410	0,740	1,340	0,158	OK
R393 - R394	0,097	270,000	CR8-0400	1,300	0,380	0,930	0,430	166,000	2,010	1,190	2,160	0,254	OK
R394 - R395	0,097	233,000	CR8-0400	2,800	0,260	0,840	0,350	135,000	2,660	1,750	3,170	0,373	OK
R395 - R396	0,097	249,000	CR8-0400	2,000	0,310	0,880	0,380	147,000	2,360	1,480	2,680	0,316	OK
R396 - R397	0,097	266,000	CR8-0400	1,400	0,370	0,920	0,420	162,000	2,070	1,230	2,240	0,264	OK
R397 - R398	0,097	322,000	CR8-0400	0,500	0,610	1,050	0,570	219,000	1,410	0,740	1,340	0,158	OK
R398 - R378	0,097	322,000	CR8-0400	0,500	0,610	1,050	0,570	219,000	1,410	0,740	1,340	0,158	OK
R399 - R400	0,037	305,000	CR8-0315	4,500	0,150	0,710	0,260	79,000	2,450	1,890	3,430	0,251	OK
R400 - R401	0,037	149,000	CR8-0315	4,500	0,150	0,710	0,260	79,000	2,450	1,890	3,430	0,251	OK
R401 - R402	0,037	149,000	CR8-0315	4,500	0,150	0,710	0,260	79,000	2,450	1,890	3,430	0,251	OK
R402 - R378	0,037	149,000	CR8-0315	4,500	0,150	0,710	0,260	79,000	2,450	1,890	3,430	0,251	OK
R403 - R404	0,074	305,000	CR8-0315	4,500	0,300	0,870	0,370	113,000	2,980	1,890	3,430	0,251	OK
R404 - R405	0,074	194,000	CR8-0315	4,500	0,300	0,870	0,370	113,000	2,980	1,890	3,430	0,251	OK
R405 - R406	0,074	202,000	CR8-0315	3,500	0,330	0,900	0,400	122,000	2,730	1,670	3,030	0,221	OK
R406 - R407	0,074	194,000	CR8-0315	4,500	0,300	0,870	0,370	113,000	2,980	1,890	3,430	0,251	OK
R407 - R334	0,074	194,000	CR8-0315	4,500	0,300	0,870	0,370	113,000	2,980	1,890	3,430	0,251	OK
R408 - R409	0,046	305,000	CR8-0315	4,500	0,180	0,760	0,290	88,000	2,610	1,890	3,430	0,251	OK
R409 - R410	0,046	162,000	CR8-0315	4,500	0,180	0,760	0,290	88,000	2,610	1,890	3,430	0,251	OK
R410 - R411	0,046	182,000	CR8-0315	2,400	0,250	0,830	0,340	104,000	2,080	1,380	2,510	0,183	OK
R411 - R412	0,046	174,000	CR8-0315	3,000	0,220	0,800	0,320	98,000	2,260	1,540	2,800	0,205	OK
R412 - R338	0,046	162,000	CR8-0315	4,500	0,180	0,760	0,290	88,000	2,610	1,890	3,430	0,251	OK
R413 - R414	0,051	305,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R414 - R415	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R415 - R416	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R416 - R417	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R417 - R418	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R418 - R419	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R419 - R341	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R420 - R421	0,025	305,000	CR8-0315	5,570	0,090	0,620	0,200	62,000	2,360	2,100	3,820	0,279	OK
R421 - R422	0,025	129,000	CR8-0315	4,500	0,100	0,640	0,210	65,000	2,190	1,890	3,430	0,251	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R422 - R423	0,025	129,000	CR8-0315	4,500	0,100	0,640	0,210	65,000	2,190	1,890	3,430	0,251	OK
R423 - R424	0,025	129,000	CR8-0315	4,500	0,100	0,640	0,210	65,000	2,190	1,890	3,430	0,251	OK
R424 - R425	0,139	245,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	162,000	3,520	1,890	3,430	0,251	OK
R425 - R426	0,139	245,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	162,000	3,520	1,890	3,430	0,251	OK
R426 - R350	0,139	245,000	CR8-0315	4,500	0,550	1,020	0,530	162,000	3,520	1,890	3,430	0,251	OK
R427 - R428	0,055	305,000	CR8-0315	4,500	0,220	0,800	0,320	97,000	2,740	1,890	3,430	0,251	OK
R428 - R429	0,055	215,000	CR8-0315	1,400	0,390	0,940	0,440	133,000	1,800	1,050	1,910	0,140	OK
R429 - R430	0,055	229,000	CR8-0315	1,000	0,470	0,980	0,480	146,000	1,590	0,890	1,620	0,118	OK
R430 - R431	0,055	229,000	CR8-0315	1,000	0,470	0,980	0,480	146,000	1,590	0,890	1,620	0,118	OK
R431 - R424	0,055	173,000	CR8-0315	4,500	0,220	0,800	0,320	97,000	2,740	1,890	3,430	0,251	OK
R432 - R433	0,029	305,000	CR8-0315	4,500	0,120	0,670	0,230	70,000	2,290	1,890	3,430	0,251	OK
R433 - R434	0,029	136,000	CR8-0315	4,500	0,120	0,670	0,230	70,000	2,290	1,890	3,430	0,251	OK
R434 - R435	0,029	205,000	CR8-0315	0,500	0,350	0,910	0,410	124,000	1,040	0,630	1,140	0,084	OK
R435 - R436	0,029	137,000	CR8-0315	4,300	0,120	0,670	0,230	71,000	2,250	1,850	3,360	0,245	OK
R436 - R437	0,071	191,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,860	0,360	111,000	2,950	1,890	3,430	0,251	OK
R437 - R438	0,071	191,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,860	0,360	111,000	2,950	1,890	3,430	0,251	OK
R438 - R439	0,071	191,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,860	0,360	111,000	2,950	1,890	3,430	0,251	OK
R439 - R440	0,071	191,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,860	0,360	111,000	2,950	1,890	3,430	0,251	OK
R440 - R441	0,071	191,000	CR8-0315	4,500	0,280	0,860	0,360	111,000	2,950	1,890	3,430	0,251	OK
R441 - R442	0,183	272,000	CR8-0315	4,500	0,730	1,090	0,630	194,000	3,740	1,890	3,430	0,251	OK
R442 - R443	0,183	272,000	CR8-0315	4,500	0,730	1,090	0,630	194,000	3,740	1,890	3,430	0,251	OK
R443 - R444	0,234	298,000	CR8-0315	4,500	0,930	1,140	0,770	234,000	3,900	1,890	3,430	0,251	OK
R444 - R445	0,234	298,000	CR8-0315	4,500	0,930	1,140	0,770	234,000	3,900	1,890	3,430	0,251	OK
R445 - R446	0,234	304,000	CR8-0315	4,000	0,990	1,140	0,810	248,000	3,690	1,780	3,240	0,236	OK
R446 - R447	0,406	367,000	CR8-0400	4,820	0,830	1,120	0,690	269,000	4,660	2,290	4,170	0,490	OK
R447 - R448	0,406	387,000	CR8-0500	3,330	0,530	1,020	0,520	254,000	4,110	2,230	4,050	0,760	OK
R448 - R449	0,406	552,000	CR8-0630	0,500	0,760	1,100	0,660	400,000	2,000	1,000	1,820	0,531	OK
R449 - R450	0,445	571,000	CR8-0630	0,500	0,840	1,120	0,700	427,000	2,040	1,000	1,820	0,531	OK
R450 - R451	0,445	571,000	CR8-0630	0,500	0,840	1,120	0,700	427,000	2,040	1,000	1,820	0,531	OK
R451 - R452	0,445	571,000	CR8-0630	0,500	0,840	1,120	0,700	427,000	2,040	1,000	1,820	0,531	OK
R452 - R453	0,445	458,000	CR8-0630	1,620	0,470	0,980	0,480	293,000	3,210	1,800	3,270	0,955	OK
R453 - R454	0,530	475,000	CR8-0630	1,900	0,510	1,010	0,510	310,000	3,560	1,950	3,540	1,034	OK
R454 - R455	0,530	483,000	CR8-0630	1,730	0,540	1,020	0,520	318,000	3,430	1,860	3,380	0,987	OK
R455 - R456	0,530	489,000	CR8-0630	1,620	0,560	1,020	0,530	325,000	3,350	1,800	3,270	0,954	OK

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R456 - R354	0,530	475,000	CR8-0630	1,900	0,510	1,010	0,510	309,000	3,560	1,950	3,540	1,035	OK
R457 - R458	0,042	305,000	CR8-0315	4,500	0,170	0,740	0,280	84,000	2,540	1,890	3,430	0,251	OK
R458 - R459	0,042	157,000	CR8-0315	4,500	0,170	0,740	0,280	84,000	2,540	1,890	3,430	0,251	OK
R459 - R436	0,042	157,000	CR8-0315	4,500	0,170	0,740	0,280	84,000	2,540	1,890	3,430	0,251	OK
R460 - R461	0,116	305,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R461 - R462	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R462 - R463	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R463 - R464	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R464 - R465	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R465 - R466	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R466 - R467	0,172	266,000	CR8-0315	4,500	0,690	1,080	0,610	186,000	3,690	1,890	3,430	0,251	OK
R467 - R446	0,172	266,000	CR8-0315	4,500	0,690	1,080	0,610	186,000	3,690	1,890	3,430	0,251	OK
R468 - R469	0,040	164,000	CR8-0315	3,090	0,190	0,770	0,300	91,000	2,200	1,560	2,840	0,208	OK
R469 - R470	0,040	154,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,730	0,270	82,000	2,500	1,890	3,430	0,251	OK
R470 - R471	0,040	191,000	CR8-0315	1,400	0,290	0,860	0,370	112,000	1,650	1,050	1,910	0,140	OK
R471 - R466	0,040	154,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,730	0,270	82,000	2,500	1,890	3,430	0,251	OK
R472 - R473	0,060	305,000	CR8-0315	4,500	0,240	0,820	0,330	101,000	2,810	1,890	3,430	0,251	OK
R473 - R474	0,060	179,000	CR8-0315	4,500	0,240	0,820	0,330	101,000	2,810	1,890	3,430	0,251	OK
R474 - R453	0,060	178,000	CR8-0315	4,500	0,240	0,820	0,330	101,000	2,810	1,890	3,430	0,251	OK
R475 - R476	0,015	305,000	CR8-0315	4,500	0,060	0,570	0,180	54,000	1,960	1,890	3,430	0,251	OK
R476 - R325	0,015	111,000	CR8-0315	3,600	0,070	0,580	0,180	56,000	1,790	1,690	3,070	0,224	OK
R477 - R478	0,116	305,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R478 - R479	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R479 - R480	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R480 - R345	0,116	229,000	CR8-0315	4,500	0,460	0,980	0,480	146,000	3,360	1,890	3,430	0,251	OK
R481 - R482	0,112	252,000	CR8-0315	2,470	0,600	1,040	0,560	171,000	2,660	1,400	2,540	0,186	OK
R482 - R483	0,112	226,000	CR8-0315	4,500	0,450	0,970	0,470	143,000	3,330	1,890	3,430	0,251	OK
R483 - R441	0,112	226,000	CR8-0315	4,500	0,450	0,970	0,470	143,000	3,330	1,890	3,430	0,251	OK
R484 - R485	0,051	305,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R485 - R486	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R486 - R443	0,051	169,000	CR8-0315	4,500	0,200	0,780	0,310	93,000	2,690	1,890	3,430	0,251	OK
R487 - R449	0,039	305,000	CR8-0315	4,500	0,160	0,720	0,270	81,000	2,490	1,890	3,430	0,251	OK

V-6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement de tous les collecteurs ainsi que la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'autocurage sont admissibles.

Le présent projet est constitué de trois réseaux. On a projeté un déversoir d'orage au niveau de l'exutoire de chaque réseau, (à savoir le nœud n°97 pour le réseau1, le nœud n°229 pour le réseau 2, et le nœud n°362 pour le réseau 3) afin de réguler le débit allant vers la STEP projetée.

Chapitre VI :

Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau d'égout

VI-1 Introduction

Le réseau d'assainissement a pour but la collecte des eaux usées et pluviales, et par conséquent la protection du milieu naturel.

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.

VI-2 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux représentent tous les éléments nécessaires à l'évacuation de l'effluent hors du réseau d'assainissement, entre autres les canalisations et les joints.

VI-2-1 Les canalisations

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, présentés sous diverses formes :

- Les conduites circulaires : définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

VI-2-2 Formes et sections des conduites

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

VI-2-3 Critère du choix de conduite

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

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

VI-2-4 Types de matériaux

VI-2-4-1 Conduite en fonte

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

VI-2-4-2 Conduite en amiante ciment

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et Les longueurs utiles varient de 0.5 à 5 m.

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

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

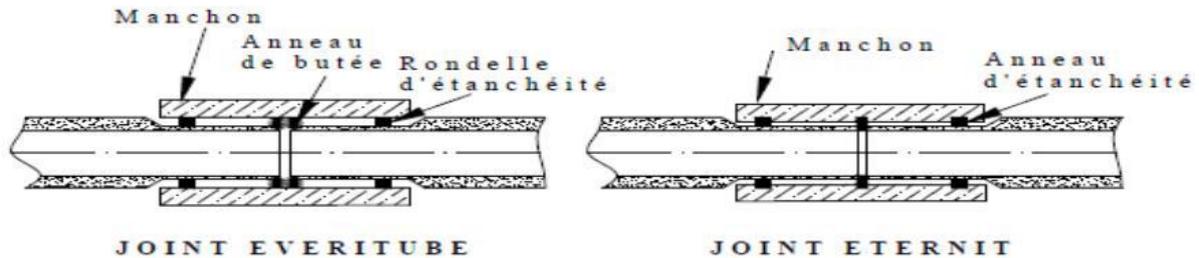


Figure VI 1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

VI-2-4-3 Conduite en gré

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

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

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

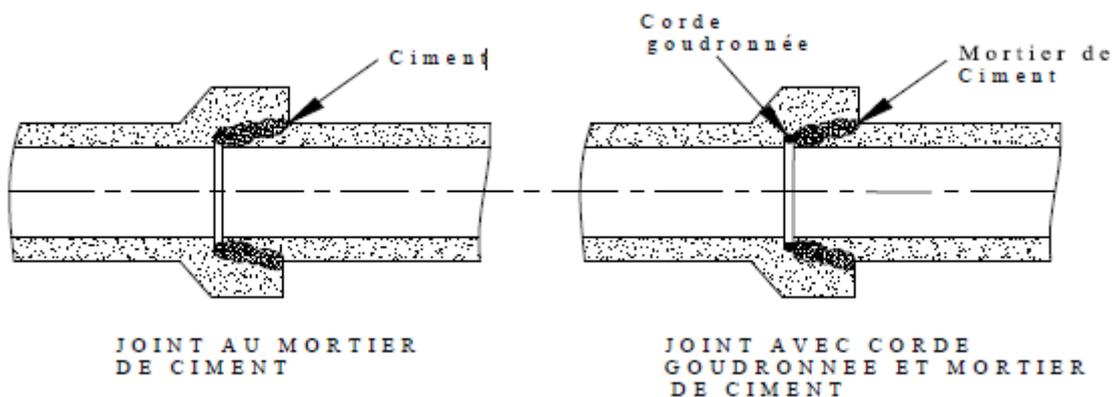


Figure VI 2 : Joints sur tuyau en grès

VI-2-4-4 Conduite en matière plastique

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

- Les conduites en matières thermodurcissables.

- Les conduites en matières thermoplastiques.

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

➔ Pour notre projet, nous avons choisi des conduites en PVC pour des Diamètres inférieures ou égal à 630 mm.

VI-2-4-5 Conduite en béton

VI.2.4.5.1 Conduite en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

VI.2.4.5.2 Conduite en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

❖ Nature du matériau :

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

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

❖ Fabrication :

On dispose de trois procédés de fabrication :

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

❖ Joints :

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

- Joint type Rocla :

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboitement :

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

- Joint à collet :

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

- Joint plastique.

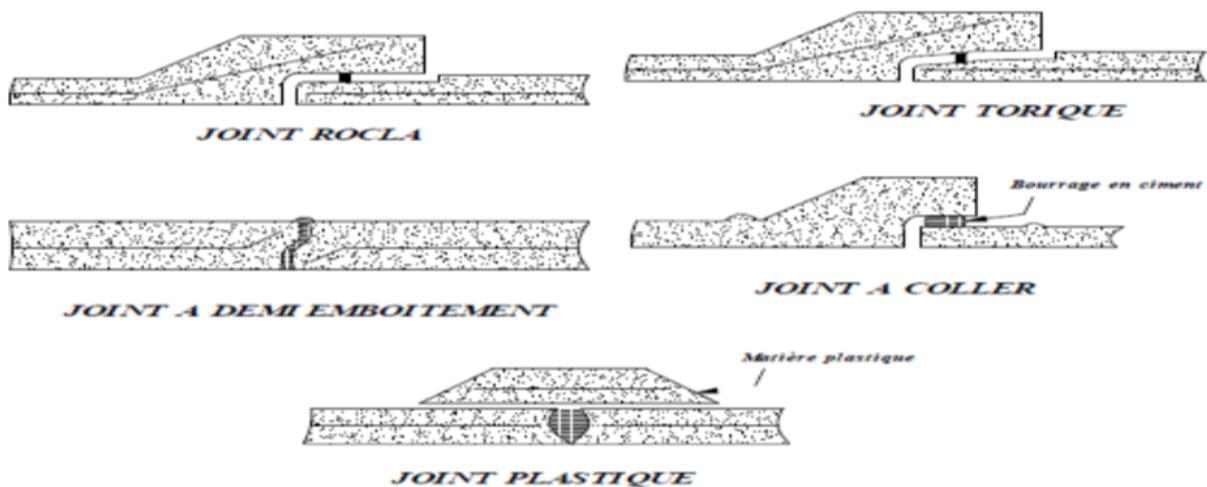


Figure VI 3 : Joints sur conduites en béton

➔ Pour notre projet, nous avons choisi ce type de conduites pour des diamètres supérieures à 630 mm, vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Bonne résistance mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.

VI-2-5 Les essais des conduites préfabriqués

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, de nombreux essais s'imposent notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

VI-2-5-1 Essai à l'écrasement

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

VI-2-5-2 Essai à l'étanchéité

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

- A l'usine : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau.
 - L'essai à la fumée.
 - L'essai à l'air sous pression.

VI-2-5-1 Essai à la corrosion (chimique)

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies. Le développement de bactéries, qui amorcent la formation d'acide sulfurique, entraîne une baisse du pH superficiel du béton suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Celle-ci permet le développement rapide de bactéries acidophiles et s'accompagnent de la progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique ...). Après un lavage à l'eau douce et un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI-2-6 Les remèdes

Le béton utilisé pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subit des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en (H₂S).
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

VI-2-7 Pose de canalisation**VI-2-7-1 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.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.

VI-2-7-2 Les modes de pose

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

- Terrain ordinaire :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des Fabricants de conduites.

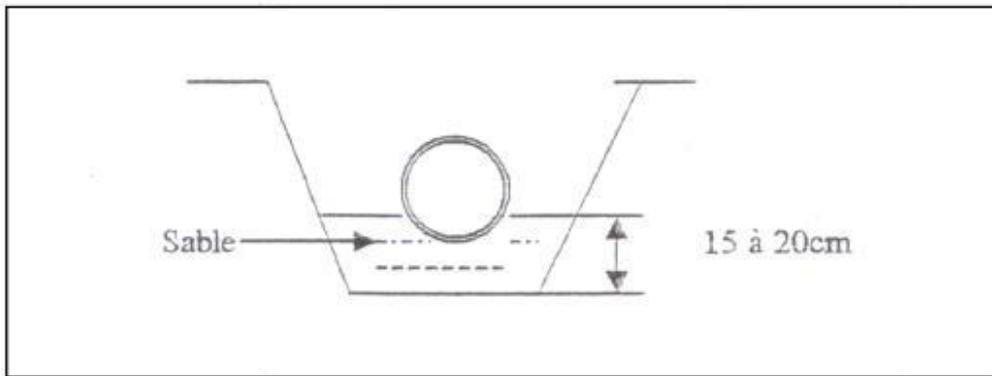


Figure VI 4 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire

- Mauvais terrain :

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

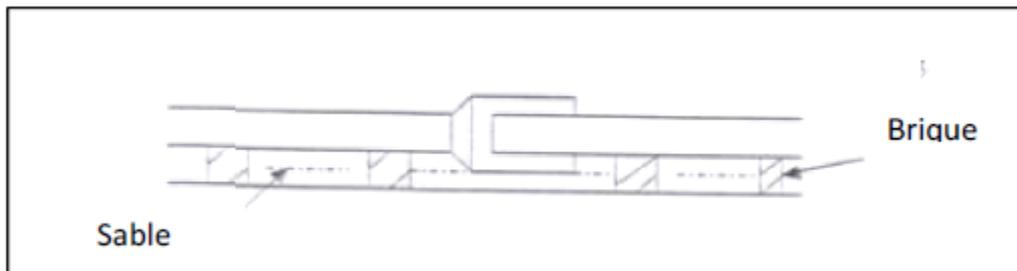


Figure VI 5 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

- Terrain très mauvais :

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

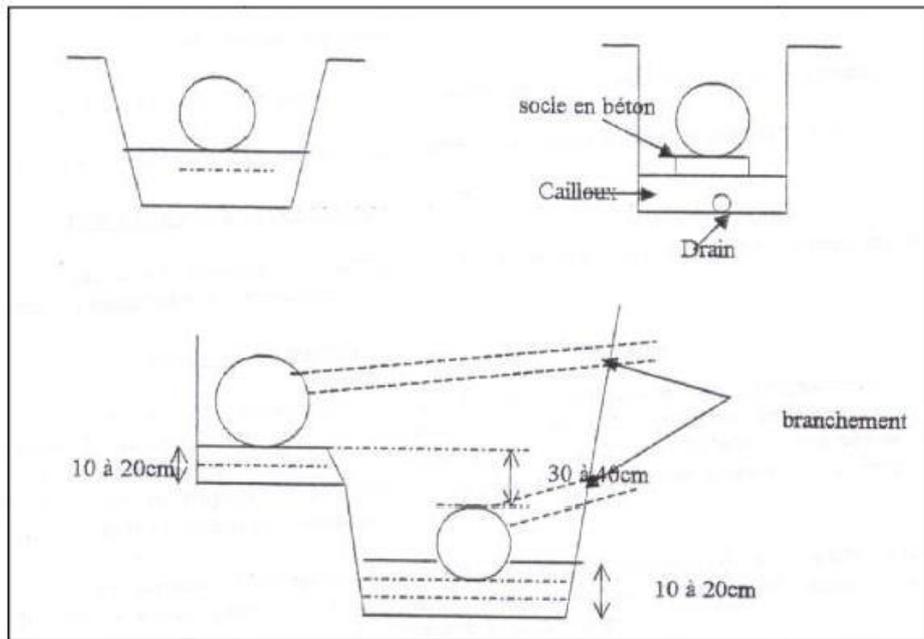


Figure VI 6 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

VI-3 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérer selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI-3-1 Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

On les divise en trois catégories :

VI-3-1-1 Les branchements

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

- 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 suivant une oblique inclinée 60° par rapport à l'axe général du réseau public pour ne pas perturber l'écoulement.
- Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

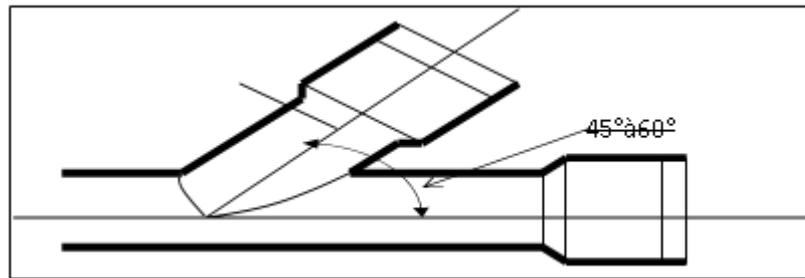


Figure VI 7 : Exemple d'un branchement simple

VI-3-1-2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont des ouvrages à vocation prioritairement utilitaire et sécuritaire ; Elles servent à l'absorption des eaux de surface (Les eaux pluviales et les eaux de lavages).

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir, soit dans la chaussée, la distance entre les bouches d'égout est de 50 m en moyenne.

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique : Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par sur verse au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique : Afin d'évacuer l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.
- Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton : Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.
- Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné : Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.
- La bouche d'égout à grille seule : Les bouches d'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

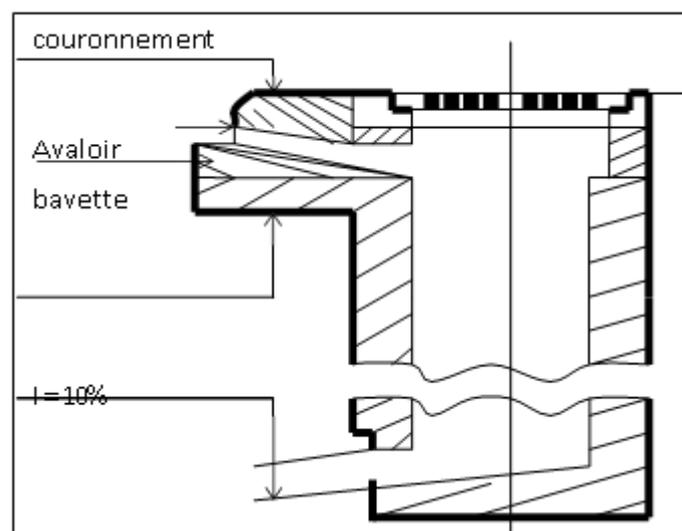


Figure VI 8 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

VI-3-1-3 Les regards

Les regards ont pour rôle de permettre l'accès aux ouvrages visitables, pour le débouillage, le nettoyage des canaux, et l'aération des canaux.

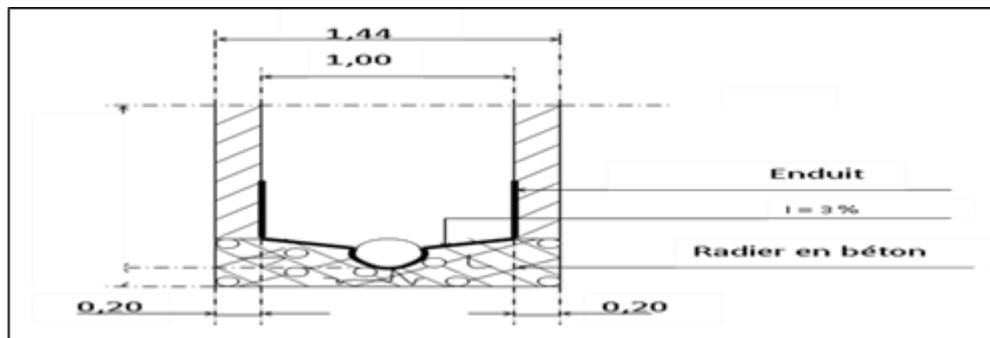


Figure VI 9 : Exemple d'un regard simple

❖ Fonctions :

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.

❖ Emplacement :

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tout point de jonction.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.
- Pour des canalisations plus petites et non praticables.

❖ Types des regards :

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 : Ces regards sont destinés à l'entretien courant, et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières. L'intervalle d'espacement est de 30 à 80m.

- **Regard de ventilation :** La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- **Regard de jonction :** Ils forment un point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non, 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 :** C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour la chute verticale.
- **Regard toboggan :** Utilisés en cas d'exhaussement de remous.
- **Les regards doubles :** Utilisés dans un système séparatif où le tracé est commun aux deux canalisations véhiculant les eaux de différentes natures, il serait plus avantageux

de prévoir un regard commun aux deux canalisations, tout en veillant à ce que la conduite d'eau pluviale doit être à un niveau supérieur de la conduite des eaux usées.

VI-3-2 Les ouvrages spéciaux

VI-3-2-1 Les déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un ouvrage rattaché à un aménagement hydraulique, qui permet de rejeter directement dans le milieu naturel un débit d'eau excédentaire dû aux précipitations atmosphériques et de diriger les eaux usées vers la STEP par temps sec., un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec
- Evacuer sans surverse le débit critique
- Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.

❖ Dimensionnement du déversoir d'orage projeté :

Etant donné que le projet est composé de trois réseaux unitaires, nous dimensionnons un déversoir d'orage type frontal respectivement à chaque réseau.

- Détermination du débit total :

$$Q_t = Q_{\text{plu}} + Q_{\text{eu dom}} + Q_{\text{eu pub}} + Q_{\text{eau paras}} \quad \text{VI-1}$$

Avec :

Q_{plu} : débit d'eau pluvial (m³/s)

$Q_{\text{eu dom}}$: débit d'eau usée domestique (m³/s)

$Q_{\text{eu pub}}$: débit d'eau usée publique (m³/s)

$Q_{\text{eau paras}}$: débit d'eau parasite (m³/s)

	Réseau 1	Réseau 2	Réseau 3
Q_t (m ³ /s)	1.544	1,283	1,433

- Détermination du débit critique :
 - Temps de concentration

$$t_c = t_1 + t_2 \quad \text{VI-2}$$

Avec :

- t_1 : temps en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans le collecteur le plus long.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad \text{VI-3}$$

L : longueur du collecteur le plus long

v : vitesse moyenne tout le long du collecteur

- t_2 : temps mis par l'eau pour attendre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) \quad \text{VI-4}$$

	Réseau 1	Réseau 2	Réseau 3
L (m)	987.8	1979.8	1235.9
v (m/s)	3.519	3,768	3,282
t ₁ (min)	4.70	8.76	6.28
t ₂ (min)	2	2	2
t _c (min)	6.70	10.76	8.28
Q _{cr} (m ³ /s)	1.44	1.14	1.31

- Détermination du débit allant vers la STEP :

$$Q_{STEP} = Q_{pte} \times (1 + 2) \quad \text{VI-5}$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe des eaux usées

Le terme (1 + 2) : pour une dilution de 3

	Réseau1	Réseau 2	Réseau 3
Q _{pte} (m ³ /s)	0.0094	0.0078	0.0083
Q _{STEP} (m ³ /s)	0.0282	0.0234	0.0249

- Détermination du débit déversé :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{STEP} \quad \text{VI-6}$$

	Réseau1	Réseau 2	Réseau 3
Q _{dév} (m ³ /s)	1.412	1.117	1.285

- Détermination des hauteurs d'eau correspondantes aux débits à l'amont du déversoir :
 - Hauteur du seuil du déversoir H_{STEP} :

$$R_{Q_{STEP}} = \frac{Q_{STEP}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Annexe II} \rightarrow R_h = \frac{H_{STEP}}{D} \rightarrow H_{STEP} = R_h \times D$$

Avec :

R_{Q_{STEP}} : rapport des débits

R_h : rapport des hauteurs

- Hauteur d'eau déversée ou lame déversée :

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Annexe II} \rightarrow R_h = \frac{H_{cr}}{D} \rightarrow H_{cr} = R_h \times D$$

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{STEP}$$

	Réseau1	Réseau2	Réseau3
Q_{ps} (m ³ /s)	3,467	1,681	1,579
$R_{Q\ STEP}$	0.01	0.014	0.016
$R_{h\ STEP}$	0.025	0.03	0.04
D (mm)	1000	800	800
H_{STEP} (mm)	25	24	32
$R_{Q\ cr}$	0.415	0.678	0.83
$R_{h\ cr}$	0.45	0.59	0.68
H_{cr} (mm)	450	472	544
$H_{dév}$ (mm)	425	448	512

- A partir de la formule de Bazin, on détermine la largeur du seuil :

$$Q_{dév} = m \times L \times H_{dév} \times \sqrt{2 \times g \times H_{dév}} \quad \text{VI-7}$$

$$L = \frac{Q_{dév}}{m \times H_{dév} \times \sqrt{2 \times g \times H_{dév}}}$$

Avec :

m : coefficient de débit

H_{dév} : hauteur d'eau déversée

	Réseau1	Réseau2	Réseau3
L (m)	1.91	1.34	1.32

VI-4 Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation, il est nécessaire de faire un bon choix des matériaux des canalisations et des joints.

Concernant notre projet, nous avons opté pour des conduites en béton armé pour les diamètres supérieurs à 630 mm, et en PVC pour les diamètres inférieurs ou égales à 630 mm et un diamètre minimum de 315 mm en plus de la projection de déversoirs d'orage type frontal.

De plus, pour une exploitation rationnelle de ce réseau d'assainissement, pour faciliter les opérations de curage et pour éviter quelques problèmes techniques tels l'obturation, on doit projeter des ouvrages annexes qui seront convenablement dimensionnés.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII-1 Introduction

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 coordonne 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, ...).

VII-2 Les étapes de réalisation du projet

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

VII-2-1 Manutention et stockage des conduites

VII-2-1-1 Manutention

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol.

VII-2-1-2 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.

VII-2-2 Décapage de la terre végétale

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

VII-2-3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, en évitant le remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées par mesure de sécurité.

VII-2-4 Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

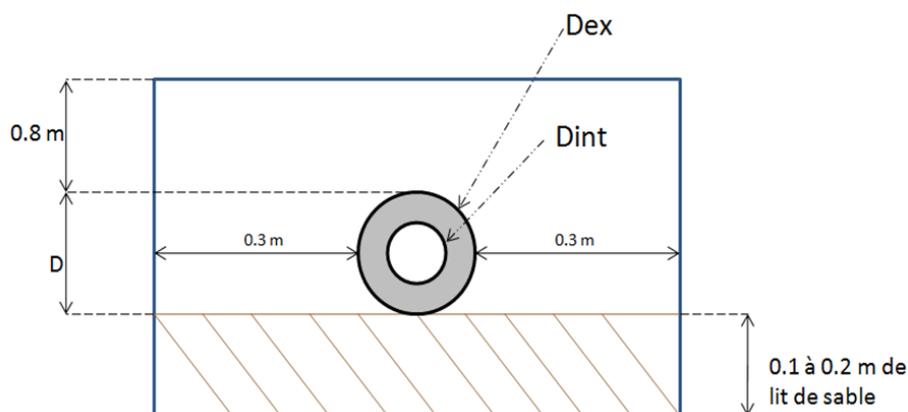


Figure VII 1 : Pose du lit de sable

VII-2-5 Emplacement des piquets

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

VII-2-6 Pose des canalisations

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

- La décente du tuyau se fait dans une fouille blindée.
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassées.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

VII-2-7 Assemblage des canalisations

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

VII-2-8 Essai d'étanchéité

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

VII-2-9 Réalisation des regards

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes 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.

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

VII-2-10 Réalisation des branchements

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

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

VII-2-11 Remblayage et compactage

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

VII-3 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 :

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



Figure VII 2 : Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VII 3 : Bulldozer

❖ Pour l'excavation des tranchées :

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



Figure VII 4 : 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.



Figure VII 5 : Chargeuse

❖ Pour le compactage :

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



Figure VII 6 : Compacteur à rouleaux lisses

VII-4 Détermination des différents volumes des travaux

VII-4-1 Volume de décapage de la couche végétale

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{cv}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

H_{cv} : hauteur de la couche végétale (m).

L : longueur totale de tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

VII-4-2 Volume du déblai des tranchées

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

V_{d} : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de la tranchée (m).

H : hauteur de la tranchée (m).

VII-4-3 Volume occupée par le lit de sable

$$V_{\text{ls}} = B \times L \times e \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de la tranchée (m).

e : épaisseur de la couche de sable (m).

VII-4-4 Volume occupée par les conduites

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

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur de la tranchée (m).

VII-4-5 Volume occupée par l'enrobage

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

V_e : volume de l'enrobage (m³).

H_e : hauteur de l'enrobage (m).

L : longueur de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

VII-4-6 Volume du remblai de protection

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{ls} + V_e) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

V_{rem} : volume de remblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

V_e : volume de l'enrobage (m³).

VII-4-7 Volume excédentaire

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

V_{exc} : volume du dol excédentaire (m³).

V_f : volume du sol foisonné (m³)

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \text{(VII.8)}$$

Avec :

K_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

VII-5 Devis quantitatif et estimatif

Tableau VII 1: devis quantitatif et estimatif du projet

Désignation	Unité	Quantité	PU HT	Montant
Réseau unitaire				
Canalisation EP				
EP-017 Fourniture et pose des canalisations 135A-1000	ml	391.995	8429.1	3303827.9
EP-016 Fourniture et pose des canalisations 135A-0800	ml	1695.780	5040.4	8547409.5
EP-414 Fourniture et pose des canalisations CR8-0630	ml	1022.670	6853.4	7008766.6
EP-067 Fourniture et pose des canalisations CR8-0500	ml	2906.085	4354	12653094
EP-066 Fourniture et pose des canalisations CR8-0400	ml	1246.185	2776.8	3460406.5
EP-413 Fourniture et pose des canalisations CR8-0315	ml	6911.929	1723.9	11915474
Travaux de génie civil				
Regard EP				
EP-240 Regards REG-1000		486.000	50000	24300000
EP-324 Systèmes de chutes + déflecteur		212.000	9000	1908000
Déversoir d'orage		3	600000	1800000
Terrassements				
Tranchées				
GC-272 Volume de fouille 0.00 m <= H <= 2.00 m	m ³	28203.532	400	11281412
GC-273 Volume de fouille 2.00 m <= H <= 6.00 m	m ³	4080.044	600	2448026
Enrobage et lit de pose				
GC-017 Volume de lit de pose	m ³	1927.184	1200	2312620.8
GC-018 Volume d'enrobage	m ³	9329.771	200	1865954.2
Remblais et apports				
GC-019 Volume de remblai	m ³	17819.132	200	3563826.4
Sous-Total HT :		96 368 817.9		
Sous-Total TVA (19%) :		18310075.4		
Sous-Total TTC :		114 678 893.3		
TOTAUX GENERAUX				
Total HT :		96 368 817.9 DA		
Total TVA :		18 310 075.4 DA		
Total TTC :		114 678 893.3 DA		

Totale TTC en lettres : cent quatorze millions six cent soixante-dix-huit mille huit cent quatre-vingt-treize dinars et trois centimes.

VII-6 Conclusion

L'organisation du chantier de ce projet nous a permis de préciser les différentes étapes de réalisation, les équipements de travail et les volumes de terrassement de chaque réseau pour estimer les coûts de chaque élément du procédé, afin d'aboutir à un devis quantitatif et estimatif. Le coût total du projet s'élève à **114 678 893.3 DA** pour une durée de 10 mois.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce mémoire avait pour objectif la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement pour les douars Saadou, Ain El Karma et Oum Zantout dans le but de canaliser tous les rejets domestiques et publics afin de protéger la santé publique et l'environnement.

En premier temps, il a fallu collecter toutes les données relatives à la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique.

Ensuite, il a fallu entamer l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 155.25 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV.

Le réseau projeté, est un réseau unitaire, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux vers la station d'épuration projetée et le surplus est déversé dans des cours d'eau par l'intermédiaire de déversoir d'orage.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 61 sous-bassins, ensuite, nous avons estimé le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et nous avons opté pour la méthode rationnelle afin d'estimer les débits pluviaux.

Nous avons choisi des conduites en PVC et en Béton armé pour le réseau d'assainissement projeté.

Concernant les ouvrages annexes, nous étions dans l'obligation de projeter trois déversoirs d'orage afin de réguler le débit vers la STEP.

Enfin, nous avons calculé les volumes des différents travaux, en faisant une étude quantitative et estimative des différentes prestations à réaliser ainsi que les différents engins à utiliser pour le bon déroulement des différentes étapes de réalisation.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du réseau d'assainissement et son entretien sont tout aussi importants que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'évacuation et ses composantes.

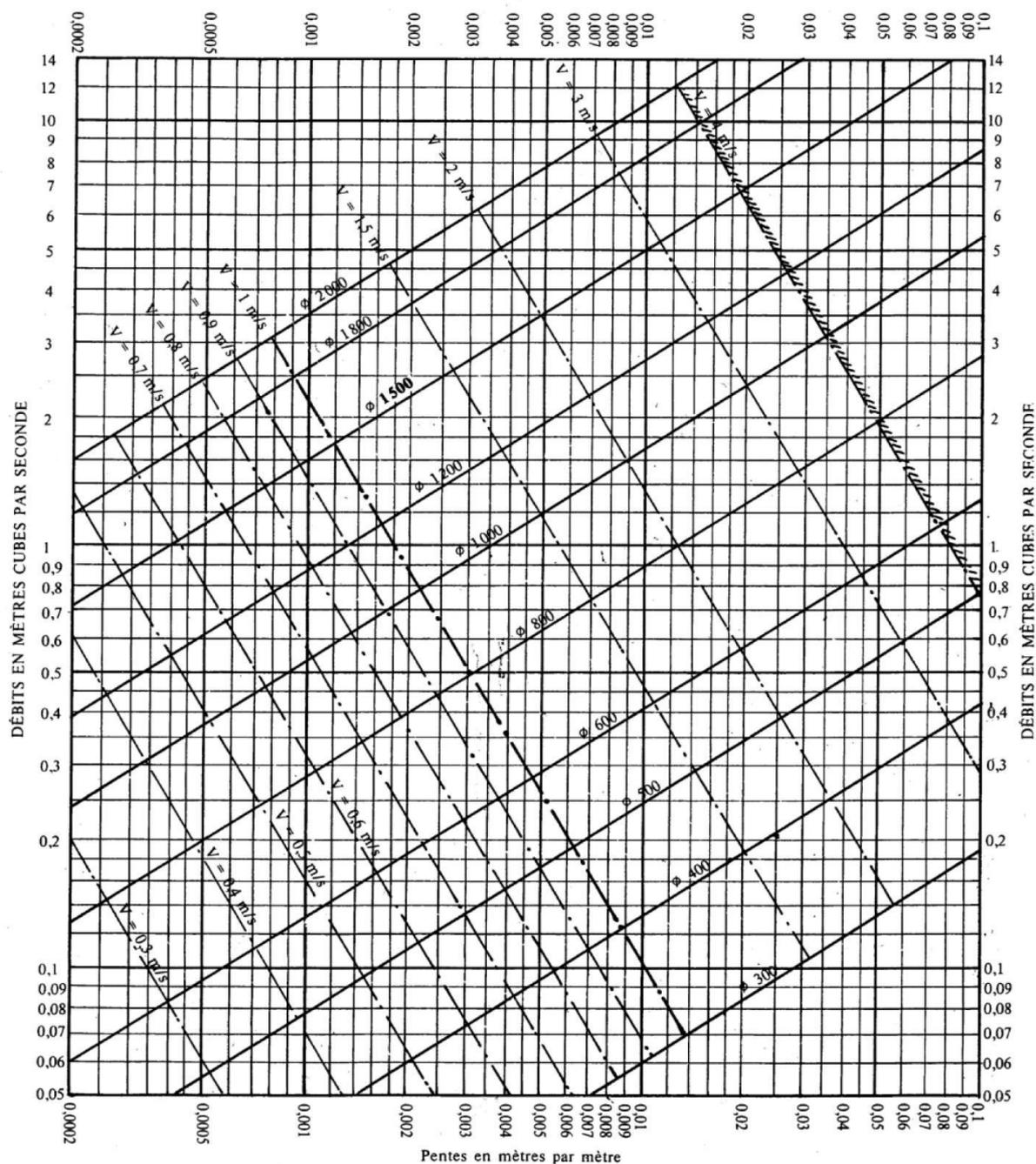
Références bibliographiques

1. C.E.R.T.U, 2003. « La ville et son assainissement ». CERTU, France.
2. Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
3. Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
4. Instruction Technique, 1977. « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ». Imprimerie nationale, Paris.
5. Kerloc'h B. et Maelstaf D., 1983. « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.
6. Satin M. et al., 2006. « Guide technique de l'assainissement (3^e édition) ». Le Moniteur, Paris.
7. Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
8. Salah B., 2019. « Guide d'élaboration d'un projet d'assainissement à l'usage des ingénieurs ». ENSH, Blida
9. Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
10. Water Pollution Control Federation, 1970. « Design and construction of sanitary and storm sewers ». WPCF Manual of practice N° 9. Washington, D.C.

Annexe

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

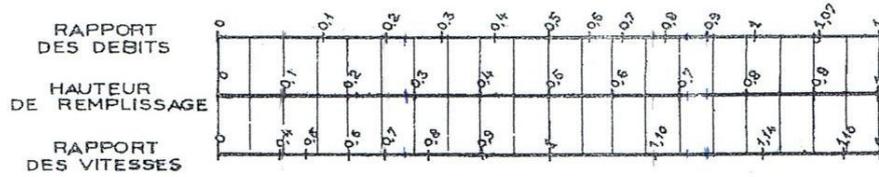
Annexe 1: Abaque de dimensionnement en système unitaire

Source : Instruction technique 1977

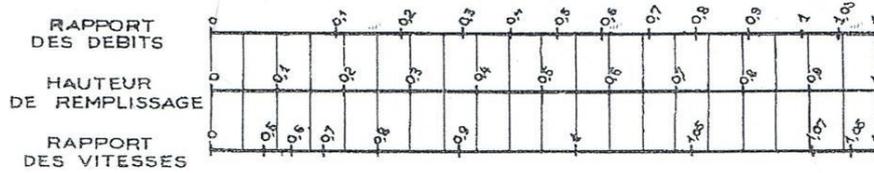
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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