

UNIVERSITE SAAD DAHLAB – BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Ressources Hydrauliques**

Thème :

Dimensionnement du réseau d'évacuation pluviales cas de la cité des
10000 logements (cas de ville nouvelle bouinan Blida)

Présenté par

MEGHRAOUI Abdelhadi

SALEM Zakaria

Devant le jury composé de :

M.FILALI.B	M.A.A, U de Blida	Examineur
M.BESSENASSE	Pr U. de Blida	Président
Mme BOUZOUIDJA.S	M.C.A, U. de Blida	Encadreur

Promotion 2020/2021

Dédicace

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

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

A ma chère sœur : Hasna

Et mes chers frères : Redha, Mohamed, Mounir et Abderrahmane

Une spéciale dédicace à tous mes camarades de la promo

A mes amis et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde. Que dieu vous garde pour moi.

Abdelhadi

Dédicace

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

A ceux qui ont toujours été là pour moi depuis le premier jour, ceux qui ne m'ont jamais laissé tomber : youcef

A mon tasse de café qui ma toujours accompagné tous mon parcours universitaire,

A tous mes amis qui restaient autour de moi : hamza ,noufel,wadoud

A mes camarades de la promotion 2020-2021

Remerciement :

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

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

Toute ma gratitude à ma promotrice Mme BOUZOUIDJA.S 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.

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

Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم لتحديد حجم شبكة الصرف الصحي (مياه الأمطار) لحي 10000 مسكن المدينة الجديدة لبوينان مع العلم أن النظام المستخدم في المنطقة منفصل.

التعرف على تدفق مياه الأمطار عند نقطة تصريف الشبكة وحل المشكلة التي تواجهها هذه المنطقة المتمثلة في عدم قدرة "الشعبة" على مقاومة كمية التصريفات لنقلها إلى واد عمروسة

لهذا اقترحنا حلاً اقتصادياً ونهائياً لإدارة جيدة لهذه الكمية وإعادة استخدامها في المجال الزراعي من خلال تحقيق أحواض التخزين خاصة خلال أزمة المياه هذه

الكلمات المفتاحية: المدينة الجديدة لبوينان – شبكة الصرف الصحي – نظام تصريف المياه-إعادة استخدام-أحواض التخزين

Résumé

Le but de ce travail est de dimensionner le réseau des eaux pluviales de la cité 10000 logements ville nouvelle bouinan (Blida) sachant que le système utilisé dans la zone est séparatif.

Pour connaître le débit d'eau pluvial au point de rejet du réseau et de résoudre les problèmes rencontrés dans ce quartier représenté par l'incapacité de la « chaaba » de résister à la quantité des rejets pour transporter vers le oued de amroussa.

Pour cela on a proposé une solution économique et final pour une bonne gestion de cette quantité et d'évacuer pour protéger la ville contre l'inondation par la réalisation de bassin de rétention. Et aussi la possibilité de réutilisé dans le domaine agriculture. Surtout au cours de cette crise d'eau.

Mots clés : nouvelle ville de Bouinan – système d'assainissement – réseau pluvial – réutilisation-bassin de rétention

Abstract

The objective of This Works is to determine the size of the storm water network, in the new city of BOUINAN(BLIDA) given that the system used in the area is separate.

Identify the flow of rainwater at the drainage point of the network and solve the problems encountered by this area represented by the inability of "CHAIBA" to resist the amount of drainage to transfer it to Wadi Amrousa.

This is why we have proposed an economical and definitive solution for a good management of this quantity and its reuse in the agricultural field by creating storage basins. Especially during this water crisis.

Keywords : new city of BOUINAN –system separate –drainage –reuse –storage basins.

Table des matières.

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des planches	
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I-1 INTRODUCTION.....	2
I-2 Situation géographique de la commune Bouinan :	2
I-3 Localisation de la zone d'étude :.....	2
I-4 Situation Climatique :.....	3
I-4.1 Climat	3
I-4.2 Température	4
I-4.3 Pluviométrie.....	4
I-4.4 Humidité	5
I-4.5 Vent :	6
I-4.6 Evaporation.....	6
I-5 Analyse géologique	7
I-5.1 Topographie.....	8
I-6 Situation hydraulique :.....	9
I-6.1 Alimentation en eau potable	9
I-6.2 Assainissement :	10
I-7 Conclusion :	10

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

II-1 Introduction.....	11
II-2 La série des données pluviométriques :.....	11
II-3 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique : (calleau, 2021).....	14
II-3.1 Test de WILCOXON :	14
II-3.2 Test de la médiane (Mood) :.....	16

II-4 Etude des précipitations :	19
II-4.1 Caractéristiques empiriques de la série :	19
II-4.2 Choix de la loi d'ajustement :	20
II-4.3 Ajustement à la loi de Gumbel :	21
II-4.4 Ajustement a une loi de log-normal (Galton) :	25
II-4.5 Choix entre « Galton » et « Gumbel ».....	29
II-5 Détermination de l'intensité de la pluie:	30
II-5.1 pluies de courte durée :	30
II-5.2 intensité de la pluie.....	30
II-5.3 les courbes IDF.....	30
II-5.4 L'intensité moyenne maximale	32
II-6 Conclusion :	32

CHAPITRE III : RESEAU SEPARATIF

III-1 Introduction.....	33
III-2 Le réseau séparatif (SEMI, 1999)	33
III-3 Choix de configuration : (SEMI, 1999).....	34
III-3.1 Le schéma <i>perpendiculaire</i> au cours d'eau :	34
III-3.2 Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral	35
III-3.3 Le schéma à <i>collecteur</i> transversal ou de collecte oblique	36
III-3.4 Le schéma <i>par zones</i> étagées ou par intercepteur.....	36
III-3.5 Le schéma radial	37
III-4 Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	37
III-5 Les eaux pluviales :	37
III-5.1 Estimation des débits des eaux pluviales : (Maamar, 2020).....	38
III-5.1.1 La méthode rationnelle :	38
III-5.1.2 La méthode superficielle : (caquot)	40
III-5.2 Choix de la méthode :	43
III-5.3 Le coefficient de ruissellement :	44
III-5.3.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :.....	44
III-5.3.2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :	46
III-6 Origine et nature des eaux à évacuer : (Boukary, 2018)	46
III-6.1 Les eaux usées :	46
III-6.1.1 Les eaux usées domestiques :	47

III-6.1.2 Les eaux usées des services publiques :	47
III-6.1.3 Les eaux usées industrielles :	47
III-6.1.4 Les eaux parasites :	48
III-7 Estimation des débits des eaux usées :	48
III-7.1 Débits des eaux usées :	48
III-7.2 Débit moyen journalier :	48
III-7.3 Débit de pointe :	49
III-8 Conclusion	53

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE

IV-1 Introduction :	54
IV-2 Présentation et initialisation du logiciel: (Maamar, 2020)	54
IV-2.1 Chargement des points topographique et création du MNT	55
IV-2.2 Création et Edition des réseaux d'assainissement :	56
IV-2.3 Guide Technique pour l'élaboration d'un projet d'assainissement	56
IV-2.4 Etapes de l'étude :	57
IV-3 Principe de conception d'un système d'assainissement :	58
(le groupe de travail « Révision de l'Instruction technique 77/284 », 2017)	58
IV-4 Mode de dimensionnement des canalisations :	59
IV-5 Formule de MANNING-STRICKLER :	60
IV-6 Formule de BAZIN :	61
IV-7 Ouvrages annexes (Maamar, 2020).	62
IV-7.1 Les ouvrages de branchements au réseau	62
IV-7.1.1 Regard de façade (boite de branchement) :	62
IV-7.1.2 Canalisation de branchement :	62
IV-7.1.3 Dispositifs de raccordement au réseau :	62
IV-8 Ouvrages de collecte en surface	63
IV-8.1 Bouche d'égout à accès par le dessus (à grille) :	63
IV-8.2 Bouche d'égout à accès latéral (à avaloir) :	63
IV-9 Ouvrages de collecte et de transport	64
IV-9.1 Fossés :	64
IV-9.2 Gargouille :	64
IV-9.3 Caniveaux :	64
IV-10 Les ouvrages d'accès au réseau	64

IV-10.1 . Regards :	64
IV-10.1.1 Regard en tête :	64
IV-10.1.2 Regard de jonction :	65
IV-10.1.3 Regard de visite :	65
IV-11 Conclusion	66

CHAPITRE V : GESTION DES EAUX PLUVIALES

V-1 Introduction	91
V-2 Débit totaux des rejets	91
V-2.1 Dimensionnement de canal de décharge :	91
V-3 Gestion des eaux pluviales : (BOUCHER, Isabelle 2010)	92
V-3.1 Les mesures de gestion durable des eaux de pluies	93
V-3.1.1 Le jardin de pluie	93
V-3.1.2 La citerne d'eau de pluie	93
V-3.1.3 Le pavage perméable	94
V-4 Bassin de rétention	95
V-5 Dispositif de l'ouvrage de stockage	96
V-5.1 orifice calibré de régulation	96
V-5.2 Surverse de sécurité.....	96
la configuration de l'ouvrage.	96
V-6 dimensionnement des dispositifs	97
V-7 Méthodes de calculs	97
V-7.1 Méthode des pluies :	97
V-7.2 Méthode des volumes :	98
V-8 Réutilisation des eaux pluviales :	100
V-9 Conclusion	100
conclusion generale	101

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la Mitidja Orientale (1980-2010)	4
Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016).....	5
Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents	6
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'évaporation	6
Tableau I-5 : Les caractéristiques des forages projetés du champ de captage de Khodem ..	9

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Larbaa	11
Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Larbaa) 1978-2018	12
Tableau II-3 : Application du test de WILCOXON sur la série pluviométrique.....	15
Tableau II-4 : calcul des paramètres du test de la médiane.....	18
Tableau II-5 : Résultats du test de la Médiane	19
Tableau II.6 : Les lois d'ajustement les plus utilisées et leurs variables.....	20
Tableau II.7 : Table de GUMBEL (Hydrolab).....	22
Tableau II-7: les valeurs des différents périodes de retour.....	24
Tableau II.8 : Table de GALTON (Hydrolab).....	26
Tableau II-8 : les valeurs des différents périodes de retour	28
Tableau II-7 : les résultats de khi-deux de deux lois.	29
Tableau II-9 : pluies et intensités maximales de durée t(h) et de période de retour T(ans)	31

CHAPITRE III : RESEAU SEPARATIF

Tableau III-1 : les avantages et inconvénient de réseau séparatif	33
Tableau III-2 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot..	42
Tableau III-3 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation..	44
Tableau III-4 : valeur du C_r en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	45
Tableau III-5 : valeur de C_r en fonction de la densité de population	45
Tableau III-6 : valeurs de C_r en fonctions de la nature des surfaces	46

Tableau III-7 : calculs des débits des eaux pluvial50

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE

Tableaux IV-1 : calculs du réseau projetés d'eau pluviales. (rejet1).....

Error! Bookmark not defined.

Tableaux IV-2 : rejet 2.....

Error! Bookmark not defined.

Tableaux IV-3 :rejet 3.....

Error! Bookmark not defined.

Tableaux IV-4 :rejet 4.....

Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE V : GESTION DES EAUX PLUVIALES

Tableau V-1 : les hauteurs de pluie en fonction de temps..... 98

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1 : Carte administratives de la wilaya de Blida.....	2
Figure I-2 : Localisation géographique de la nouvelle ville de Bouinan	3
Figure I-3 : localisation de Quartier A	3
Figure I-4: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2016).....	5
Figure I-5 : Carte d'analyse de la tectonique	7
FIGURE I-6 : image topographique.....	8

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

FigureII.1: Courbe d'ajustement à la loi de gembel.....	24
Figure II.2 : Courbe d'ajustement à la loi de GALTON.....	28
FIGURE II-2 : courbe intensité durée fréquence.....	31
Figure III-1 : réseau séparatif	34
FIGURE III-2 : schéma type perpendiculaire	35
FIGURE III-2 : schéma type latéral	35
FIGURE III-3: schéma type collecteur transversal	36
FIGURE III-4 : schéma type zones étagée	36
FIGURE III-5 : schéma type radial	37
FIGURE III-6 : découpage d'un bassin versant en sous bassins versants et assemblage	43

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE

FIGUREIV-1 : barre d'outils assainissement « COVADIS 16 ».....	55
FIGURE IV-2 : chargement des points topographique	55
FIGURE IV-3 : tableaux récapitulatifs.	57
FIGURE IV-4 : plan d'exécution de la partie publique de branchement	62
FIGURE IV-5 : BOUCHE D'EGOUT A GRILLE	63
FIGURE IV-6 : Bouche d'égout à avaloir.	63

CHAPITRE V : GESTION DES EAUX PLUVIALES

FIG V-1 : jardin de pluie dans un quartier	93
FIGURE V-2 : cuve de rétention souterraine	94
FIGURE V-3 : parking perméable	94
FIGURE V-4 : pavage en maille en plastique.	95
FIGURE V-5 : Schéma de principe hydraulique d'un dispositif de rétention-restitution...	96
FIGURE V-6 : courbe des hauteurs de la pluie	99

Liste des planches

Planche n°1/3 : Plan des voiries avec levé topographique.

Planche n°1/3 : Plan de masse

Planche n°3/3 : Tracé du réseau projeté des eaux pluviales

LISTE DES ABREVIATION

A N R H :..... Agence nationale des ressources hydrauliques.

S T E P :..... Station d'épuration des eaux usées.

A (ha) :..... Superficie en hectare.

Tc :..... Tempe de concentration.

IDF :..... intensité-durée-fréquence.

Cv :..... Coefficient de variation.

FND :..... Fréquence non dépassé.

D : Diamètre.

Pjmax Pluie journalière maximale.

T : Durée

Introduction Générale

L'expansion urbaine est nécessaire pour gérer l'augmentation de la population de la wilaya de Blida, cette expansion provoque une perturbation de l'écosystème et avec le phénomène du changement climatique la possibilité d'inondation augmente forcément. Face de ce problème une importance majeure de trouver une solution pour pallier à cette contrainte.

Le réseau d'assainissement séparatif est l'une des solutions qui doit être utilisée dans les nouveaux quartiers dans le but de protéger la ville contre l'inondation par bonne évacuation des eaux de pluie et de les utiliser dans le domaine agricole.

C'est donc dans ce sens que nous avons élaboré ce mémoire, qui est focalisé sur la conception d'un système d'évacuation et de stockage des eaux pluviales du Quartier A de la commune de Amroussa, située au centre de la commune de Soumaa W.BLIDA

Dans ce travail, nous présentons en premier lieu la zone d'étude du point de vue (topographie, hydrologie, ...). En deuxième lieu, nous faisons le calcul des différents débits à évacuer et le dimensionnement du réseau d'eau pluvial. Et en dernier, la gestion des eaux pluviales et la solution au problème de l'incapacité de « chaaba » d'évacuer les rejets des eaux pluviales : nous proposons un bassin de rétention des eaux pluviales.

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 Bouinan :

La commune de Bouinan est située au centre de la Wilaya de Blida, à environ 16 km au Nord-est du chef-lieu de Wilaya. Elle est limitée au nord par Boufarik et Chebli, au Sud par Chréa et Hammam Melouane, à L'Est par Bougara, et à L'Ouest par la commune de Soumaa.



Figure I-1 : Carte administratives de la wilaya de Blida.

I-3 Localisation de la zone d'étude :

La nouvelle ville de Bouinan, s'étale sur les agglomérations de Bouinan, Amroussa, Mellaha et Hassainia. Elle s'étend sur une superficie totale d'environ 2175 ha.

La zone d'étude c'est le Quartier A de la nouvelle ville. Il représente un projet AADL de 10000 logements, composé des blocs et plusieurs équipements.

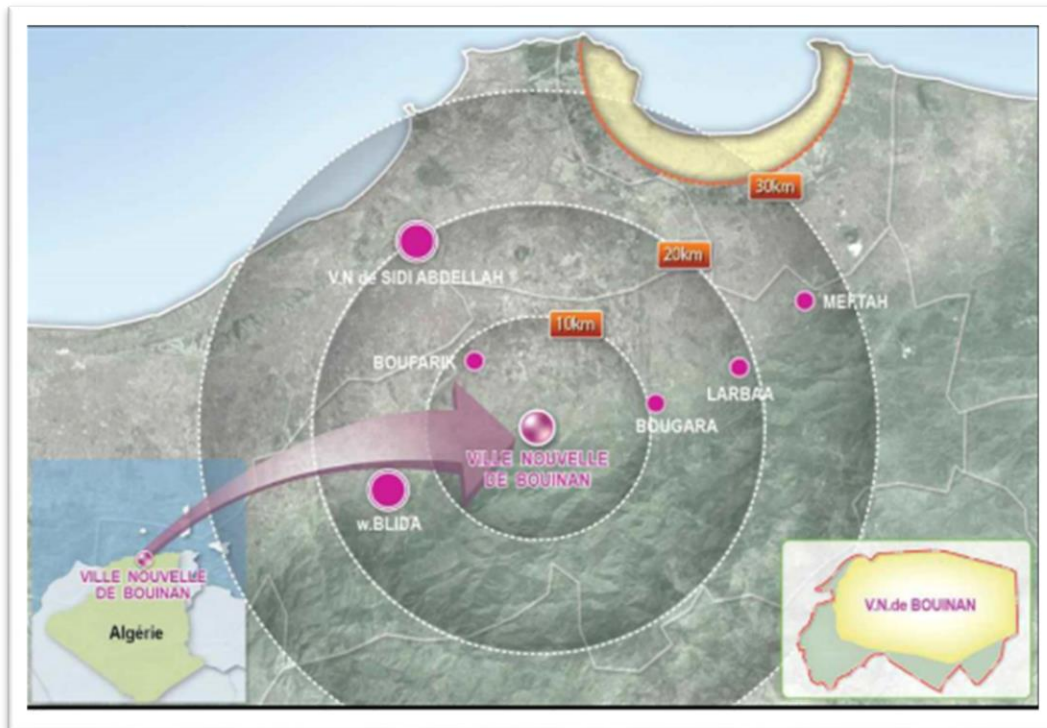


Figure I-2 : Localisation géographique de la nouvelle ville de Bouinan

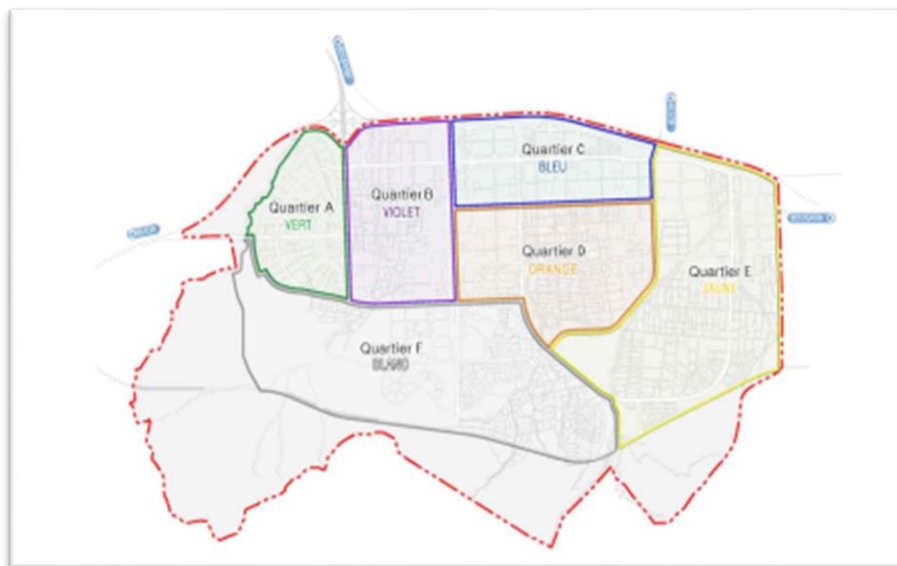


Figure I-3 : localisation de Quartier A

I-4 Situation Climatique :

I-4.1 Climat

- Localisée au littoral méditerranéen, la région nord de l'Algérie se caractérise par un hiver pluvieux et doux et un été sec et chaud.
- La pluviométrie annuelle de la région nord est en moyenne intérieure à 800mm et elle enregistre, parfois moins du 400mm.

- La pluviométrie est irrégulière et varie selon les régions et les saisons. Des pluies torrentielles sont de temps en temps enregistrées. **(B.R.E.P, 2015)**.

- Les variations de température journalière et saisonnière sont importantes. La température moyenne en hivers est de l'ordre de 10°C et en été d'environ 20°C.

- En général, le vent souffle d'ouest et de nord-ouest en hiver et d'est en été.

I-4.2 Température

La température est parmi les facteurs à prendre en considération, car elle a une influence importante sur la viscosité de l'eau. Les observations des températures de la Mitidja orientale durant la période 1980- 2010, effectuées à la station de Dar El Beida par l'office national de la météorologie, sont les plus complètes et les plus régulières. **(ONM)**

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la Mitidja Orientale (1980-2010)

Mois	sep	Oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avr.	mai	juin	juill.	aout	Moy
Moy	23.57	20.1	15.44	12.5	11.13	11.65	13.25	15.05	18.33	22.25	25.2	26.11	17.88
Min	17.6	14.2	10	6.9	5.6	5.1	7.1	9.4	13	16.5	19	20.1	12.04
Max	29.54	26.04	20.88	18.1	16.66	18.2	19.4	20.7	23.66	28	31.4	32.12	23.72

Source : ANRH Blida

Selon le tableau au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Avril ; les mois les plus froids sont Janvier et Février où la température moyenne mensuelle est de 5.1 °C.

- Une période chaude qui s'étale de Mai à Octobre ; les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle dépasse 32 °C.

I-4.3 Pluviométrie

Selon les données de la station de Soumaa, on note que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles. **(ANRH, 2021)**

Le tableau suivant (Tableau I-2) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 26 ans (1990-2016) :

Tableau I-2: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juill.	Aout.	Moyenne
P (mm)	30.2	59.2	93.5	89.8	110.7	84.1	69	65.9	54.2	6.4	1.7	7.7	672.4
P (%)	4.49	8.80	13.91	13.36	16.46	12.51	10.26	9.80	8.06	0.95	0.25	1.15	100

Source : ANRH Blida

L'analyse de la variation des précipitations (Figure I-5) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Novembre au mois de Mars ; avec une hauteur maximale de précipitation de 110.7 mm enregistrée au mois de Janvier.
- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de 1.7 mm au mois de Juillet.

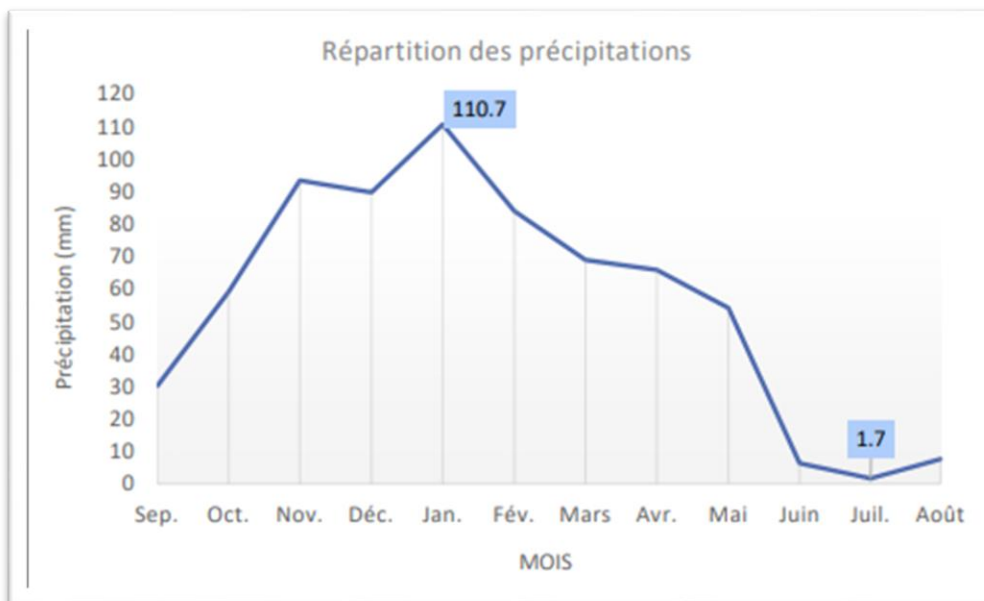


Figure I-5: Variation des précipitations moyennes mensuelles (1990-2016)

I-4.4 Humidité

Concernant la ville de Bouinan, et selon l'ANRH de Blida, l'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80%. C'est un taux considérable. (ANRH, 2021)

I-4.5 Vent :

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents

Mois	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juill.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
V (Km/h)	10.0 8	12. 6	11.52	11.8 8	11.8 8	10.8	10.4 4	10.8	10.4 4	11.5 2	11.1 6	13.2 3

(DRE, 2021)

Les vents sont généralement accompagnés d'orage et de pluies.

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 11.37 km/h, donc ils ne sont pas assez puissants. Les vents dominants 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-4.6 Evaporation

La répartition mensuelle de l'évaporation (Tableau I-4) montre une variation irrégulière d'un mois à un autre.

Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juill.	Aout.	Moyenn e interann uelle (mm)
Max.	156.6	192.3	195.5	224.1	170.3	209.7	186.4	162.7	308.9	277.4	281.4	233.4	2598.7
Min.	48.41	23.2	38.8	28.4	26.4	44.8	31.1	70.8	80.5	56.6	40	153.6	642.61
Moy.	102.5	107.8	117.2	126.3	98.35	127.3	108.8	116.8	194.7	167	160.7	193.5	1620.7

(ANRH, 2021)

Selon le tableau au-dessus, le minimum de l'évaporation mensuelle est de 23.2 mm enregistré au mois d'Octobre et le maximum est de 308.9 mm au mois de Mai.

I-5 Analyse géologique

- La ville nouvelle de Bouinan, située à 35km au sud d'Alger est limitée par la plaine de la Mitidja au nord et les massifs et les montagnes de l'Atlas blidéen au sud. Dans la partie sud, affleurent les terrains du parautochtone blidéen.

- Du côté de la plaine, ce sont les terrains post-nappes qui affleurent largement.

- Ils sont représentés par des formations continentales de la Mitidja d'âge pliocène et quaternaire ancien et récent qui affleurent partout dans la plaine.

- Les marqueurs tectoniques en faveur de l'activité de la faille Soumâa-Bouinan se manifeste par:

- Un escarpement plus ou moins continu;

- Un broyage des niveaux mio-plio-quaternaires près de l'escarpement;

- Un important écart d'altitude entre deux terrasses de part et d'autre du piémont blidéen estimé à 50m d'altitude.

- La faille sud atlasique qui passe par le site constitue l'orogénèse (les Alpes-l'Himalaya). Il est représenté par le relief escarpé, résultat du soulèvement de la croûte terrestre par les collisions des deux plaques depuis l'ère cénozoïque. (B.R.E.P, 2015)

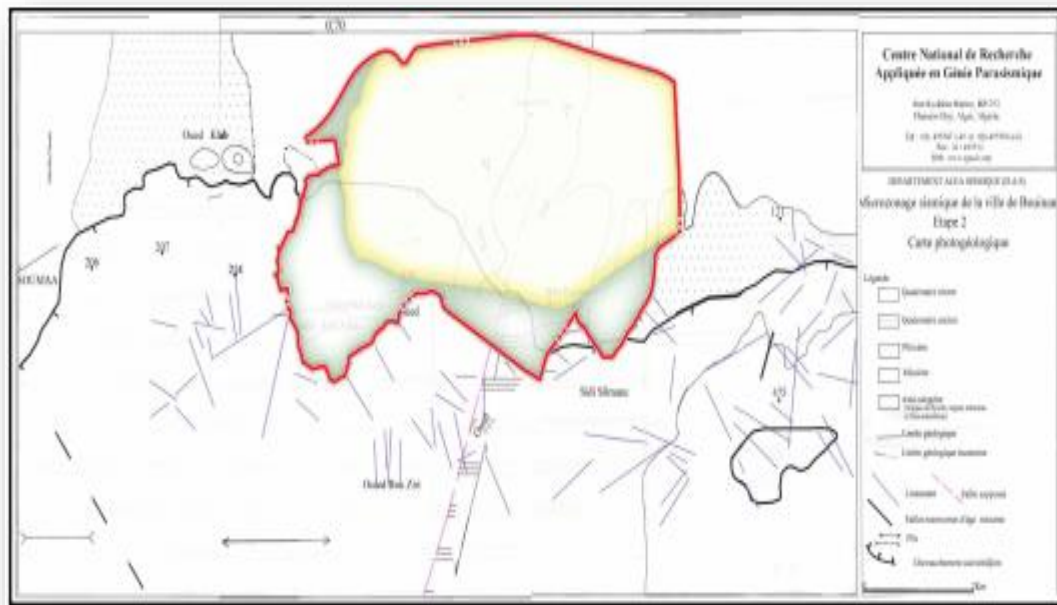


Figure I-3 : Carte d'analyse de la tectonique

Source : 'Rapport de l'étude sur la zone de fragilité sismique de la ville nouvelle de Bouinan', Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, en 2006

I-5.1 Topographie

- La ville nouvelle de Bouinan est principalement constituée de la plaine de la Mitidja, de reliefs bas et de montagnes.

- L'altitude de Bouinan varie entre 70 et 430m et l'Atlas se situe au sud de la région.

- Cotes altimétriques

- Le site de la ville nouvelle de Bouinan se caractérise par un relief montagneux au sud et de la plaine de la Mitidja au nord. Les cotes de la ville montent du nord vers le sud.

- Les cotes sont comprises entre un minimum de 74m et un maximum de 424m avec environ 350m de différence.

- La majorité des côtes du périmètre urbain de la ville nouvelle (89,3%) varient entre 70m et 220m. (B.R.E.P, 2015)

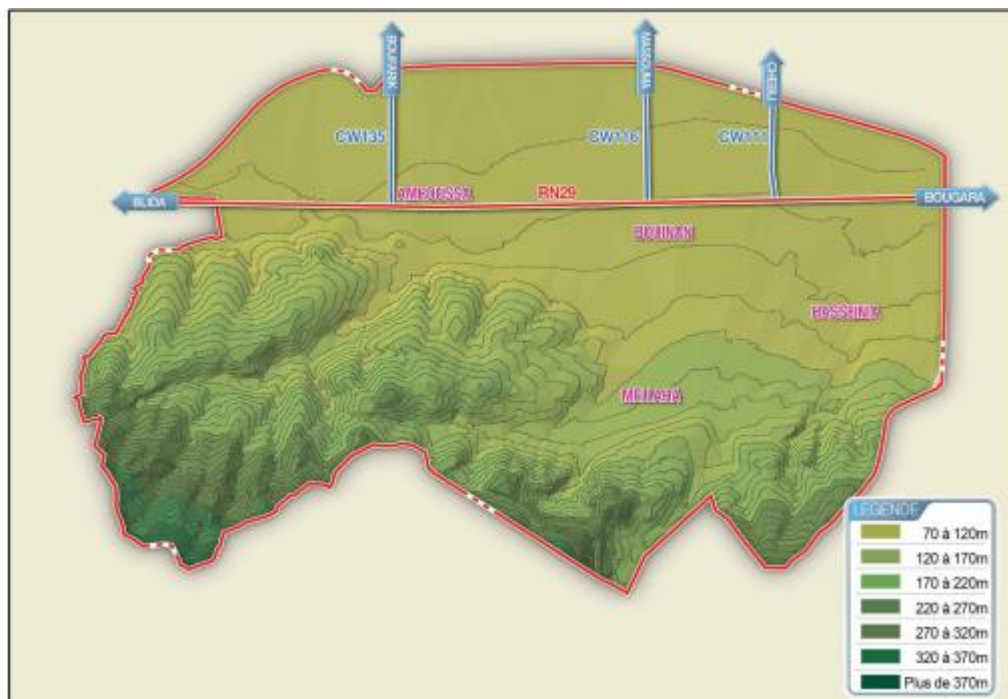


FIGURE I-4 : image topographique

I-6 Situation hydraulique :

I-6.1 Alimentation en eau potable

L'approvisionnement en eau potable, de la nouvelle ville de Bouinan, se fait à partir du nouveau champ de captage de Khodem, avec un système de collecte des eaux qui possède huit (08) forages. (Tableau I-5) **(DRE, 2021)**

Tableau I-5 : Les caractéristiques des forages projetés du champ de captage de Khodem

Forage projeté	X	Y	CTN (m)	Niveau dynamique (m)	Débit d'exploitation (l/s)
F1	496 707 m E	4 049 201 m N	45.81	-27.81	15
F2	496 810 m E	4 048 998 m N	44.65	-25.35	15
F3	496 986 m E	4 048 093 m N	47.84	-22.16	15
F4	497 008 m E	4 047 849 m N	48.66	-21.34	20
F5	496 195 m E	4 048 284 m N	46.03	-23.97	15
F6	496 351 m E	4 048 461 m N	45.58	-24.42	20
F7	495 977 m E	4 048 428 m N	44.91	-25.09	15
F8	495 661 m E	4 048 621 m N	43.71	-26.29	15

Le système d'alimentation en eau potable comporte un réservoir de capacité de 1000 m³ et une station de pompage.

La nouvelle ville est dotée d'un réseau de distribution du type maillé qui est constitué principalement en PEHD.

I-6.2 Assainissement :

Pour les eaux pluviales, le rejet se fait au niveau d'Oued Amroussa qui est le plus proche du Quartier A.

Concernant les eaux usées, le collecteur principal permet d'acheminer ces eaux vers une station d'épuration qui est projetée dans le côté Nord-est de la zone d'étude. **(DRE, 2021)**

I-7 Conclusion :

Dans ce chapitre ; nous avons donné un aperçu général sur la zone d'étude, nous avons défini les caractéristiques nécessaires du site et nous avons déterminé les données de base pour entamer le projet.

ETUDE HYDROLOGIQUE

II-1 Introduction

L'hydrologie est une discipline complexe qui s'appuie sur des méthodes mathématiques statistiques pour tenter d'évaluer l'intensité des précipitations et leur période de retour. À partir de relevés pluviométriques effectués à certains endroits et pendant un certain temps nous avons essayé d'extrapoler dans le temps et d'interpoler dans l'espace afin d'obtenir une idée des débits à évacuer.

Les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement dans ce contexte.

II-2 La série des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre . (ANRH, 2021)

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

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Larbaa

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Larabaa	021403	X (km)	541.15	1978-2018 (40ans)
		Y (km)	362.95	
		Z (m)	100	

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 40 ans allant de 1978/1979 jusqu'à 2017/2018. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II-2)

Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Larbaa) 1978-2018

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep	oct.	nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	mai	juin	juil.	aout	
78-79	15	28	23	22.5	28	43.5	48.5	16.5	6.5	2	0	0.5	48.5
79-80	34	66.6	25	55	34.5	15	47	68	18.5	1.5	0.5	0.9	68
80-81	0	22	26	68	17	23	25	76.1	15.5	1	0	25.5	76.1
81-82	1.5	13	9.5	29	39	40.5	12	10	17	16	0	1.5	40.5
82-83	26	24	37.5	18.5	1.5	19	7.5	5	6.5	0	8.5	6	37.5
83-84	0	19	13	45	55.5	38	12	18.5	46.5	11	0	0	55.5
84-85	19.5	84	17	19	25	17	66	5.5	54.5	0.5	0	0	84
85-86	22	24	91	11.5	11	34	81	12	2.5	23	19.5	0	91
86-87	42	8	28.5	40	33	25.5	4.5	0.5	101.5	32	0.5	0.5	101.5
87-88	17	17.5	35	16.5	19.5	20.5	42	15.5	22	16.6	0	0	42
88-89	13	38	19.5	55.5	3	10.5	4.5	28	19	3.5	1	1.5	55.5
89-90	1.5	2	2.5	25	2.1	0	8.8	16	10	0	2.4	0	25
90-91	2	8	8	16	30	22.8	20	10.8	18	2.4	0	2	30
91-92	5	80	16.6	3.4	77.6	14.1	24.9	38.1	37	12.5	2	0	80
92-93	5.5	73	69.7	13.9	22.4	24.8	19	18	38.6	0	2.7	2.8	73
93-94	19	34.7	26.2	34.6	128	26.5	0	28.5	0.5	0	0	0	128
94-95	43	17.1	22.6	40	80	25	41	6.8	0	15.6	0	5	80
95-96	8.8	20	15.5	10	43	32.1	16	72	8	14.5	1	1.2	72
96-97	40.3	15	9.3	22	14	25.5	16.9	44	13	7	1.7	9.1	44
97-98	25	53	42.8	30.5	27.3	33	15.4	31	46	3.9	0	6	53
98-99	8.6	11.2	24.5	30	28	55	29.9	7.1	3.6	2.9	0	1.5	55
99-00	25	16	18.2	42.8	2.3	7.3	10	12.5	19.5	0	0	0	42.8
00-01	4.4	14.8	24.5	24	37	27.5	0	14.3	2.4	0	0	0	37

ETUDE HYDROLOGIQUE

01-02	10.8	8.5	9.6	20.4	28	15.8	22.8	27.2	13.3	0	3.6	26	29.6
02-03	24.2	26.5	45	70.5	37	56.3	10	44.4	27	0	0.6	0	70.5
03-04	19	10	25.2	33.9	38.4	34.5	43.8	38.2	33	0	8.1	0	43.8
04-05	16.5	26.5	62	36.1	32	18.8	14.4	8.1	2.4	0	0	0	62
05-06	10.2	26.5	20.9	32	34.2	39	12.1	1	16	0	0	3.8	39
06-07	5.5	25	25.8	54	2.1	31.4	76.8	37	3.2	0.9	0	8	76.8
07-08	42.2	47.6	40	32	0	13.2	24.7	19	19.6	0.9	5.5	0	47.6
08-09	12	6	35	40	36	14.6	22.7	12	12.8	0	0	0	40
09-10	45	22	27.3	36	35.2	12.5	56	10	11.3	0	0	24	56
10-11	4	18.6	12	20.1	62	27.8	11.5	21.6	47.9	15.2	0	1	62
11-12	18.8	18.7	9.5	22.5	15.8	38.5	30.2	21	6.2	0	0	16.5	38.5
12-13	4.5	26.1	18.9	12	16	28.5	18.5	30.9	86.3	3.4	0	7.8	86.3
13-14	7.4	12.5	31.5	60.3	37	23.7	32.8	1.4	3.1	49.8	0	0	60.3
14-15	23.1	15.3	12.8	43.5	40	24.3	28.2	0	5.5	2.8	0	0	43.7
15-16	2.6	28.5	15.2	0	48.1	32.7	51.4	26.1	59.4	0	0	0	51.4
16-17	2.2	7.2	29.3	50.6	52.9	7.5	22.6	8.8	15.9	16.5	0	0	52.9
17-18	43.8	23.2	43.9	35.6	9.7	25.3	21.1	49.1	39.9	37.5	0	0	49.1

(ANRH, 2021)

Par ces données pluviométriques, on procède au calcul de l'intensité maximale de précipitation pour une durée "T" et de fréquence "F".

II-3 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique : (calleau, 2021)

Pour vérifier l'homogénéité des données observées il y'a plusieurs tests .Pour notre travail on a choisi le test de WILCOXON et LA MEDIANE(Mood) pour vérifier l'homogénéité des données pluviométriques de la station de Larabaa qui est la plus apte a utilisé pour notre site d'étude

II-3.1 Test de WILCOXON :

C'est un test non paramétrique qui utilise la série des rangs des observations, au lieu de la série de leurs valeurs.

Le test de WILCOXON est basé sur le principe suivant :

On divise la série d'observation d'origine en deux sous série X et Y avec N_1 et N_2 tels que $N_1 < N_2$ et $N = N_1 + N_2$.

Si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY (union de X et de Y) en est issu également.

On classe les valeurs de notre échantillon XUY par ordre croissant en associant à chacun son rang.

On calcul la somme W_x des rangs des éléments de premier échantillon X :

$$W_x = \sum_{i=1}^{40} \text{Rang}_x$$

On vérifie l'homogénéité de notre échantillon : la quantité W_x est comprise entre deux bornes W_{min} et W_{max}

W_{min} : La table des seuils de la loi de Wilcoxon, fournit, pour N_1 et N_2 la valeur critique minimale

W_{max} : calculé par la formule suivante :

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) N_1 - W_{min}$$

Tableau II-3 : Application du test de WILCOXON sur la série pluviométrique de la station de Larabaa

Année	P_{max}^J	X	Y	année	XUY	Rang	rang(X)
1979	48.5	48.5	53	1990	25	1	1
1980	68	68	55	1985	29,6	2	
1981	76.1	76.1	42.8	1946	30	3	3
1982	40.5	40.5	37	1987	37	4	
1983	37.5	37.5	29.6	2004	37,5	5	5
1984	55.5	55.5	70.5	2002	38,5	6	
1985	84	84	43.8	1976	39	7	
1986	91	91	62	1983	40	8	
1987	101.5	101.5	39	1937	40,5	9	9
1988	42	42	76.8	2008	42	10	10
1989	55.5	55.5	47.6	1950	42,8	11	
1990	25	25	40	1988	43,7	12	
1991	30	30	56	2009	43,8	13	
1992	80	80	62	1949	44	14	14
1993	73	73	38.5	1944	47,6	15	
1994	128	128	86.3	2010	48,5	16	16
1995	80	80	60.3	1956	49,1	17	
1996	72	72	43.7	1998	51,4	18	
1997	44	44	51.4	1939	52,9	19	
1998	53		52.9	1955	53	20	
1999	55		49.1	1941	55	21	
2000	42.8			2011	55,5	22	22
2001	37			1996	55,5	23	23
2002	29.6			1980	56	24	

2003	70.5			2000	60,3	25	
2004	43.8			1993	62	26	
2005	62			1977	62	27	
2006	39			1974	68	28	28
2007	76.8			1989	70,5	29	
2008	47.6			2003	72	30	30
2009	40			1981	73	31	31
2010	56			1945	76,1	32	32
2011	62			1992	76,8	33	
2012	38.5			1933	80	34	34
2013	86.3			1986	80	35	35
2014	60.3			1997	84	36	36
2015	43.7			1979	86,3	37	
2016	51.4			1995	91	38	38
2017	52.9			1940	101,5	39	39
2018	49.1			1994	128	40	40
						W _x =	446

Avec $N_1=21$ et $N_2=19$

$W_x=446$; $W_{min}=357.9$ (la table des seuils de la loi de wilcoxon) ; $W_{max}=503.1$

On a : $W_{min} < W_x < W_{max}$

Conclusion :

D'après le test de WILCOXON la série pluviométrique de la station de Larabaa est homogène.

II-3.2 Test de la médiane (Mood) :

Le test de la médiane de Mood est un test analogue aux tests d'égalité des moyennes pour des échantillons indépendants. Il a pour principe de déterminer la médiane de l'ensemble des observations, et de dénombrer pour chacun des deux échantillons les observations inférieures (**calleau, 2021**) et les observations supérieures à ce média. Dont les démarches sont les suivantes :

Trier la série par ordre croissant

Déterminer la valeur de M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieure à x et 50% des x_i soient supérieur à x). Deux cas sont alors possible :

Si N et impair, on prend la $(\frac{N+1}{2})$

Si N et pair, on prend la moyenne entre $(\frac{N}{2})$

On a : N=40 donc $m=40/2=20$, alors la médiane est : M=53

Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe(-) si $x_i < M$ ou bien sans signe si x_i supérieur à M

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau II-4 (la page suivante).

Calculons les quantités N_s et T_s tel que :

N_s est le nombre total des série $> M$ ou des séries(-)

T_s est la taille de la plus grande série.

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

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - 1.96*\sqrt{(N+1)})$$

$$T_s < 3.3[\log_{10}(N) + 1]$$

Tableau II-4 : calcul des paramètres du test de la médiane

Série trié par ordre croissant			Série non trié		Série trié par ordre croissant			série non trié	
année	P_{max}^J	ordre	année	P_{max}^J	année	P_{max}^J	ordre	année	P_{max}^J
1990	25	1	1979	-48,5	1999	55	21	1999	55
2002	29,6	2	1980	68	1984	55,5	22	2000	-42,8
1991	30	3	1981	76.1	1989	55,5	23	2001	-37
2001	37	4	1982	-40,5	2010	56	24	2002	-29,5
1983	37,5	5	1983	-37,5	2014	60,3	25	2003	70.5
2012	38,5	6	1984	55.5	2005	62	26	2004	-43,8
2006	39	7	1985	84	2011	62	27	2005	62
2009	40	8	1986	91	1980	68	28	2006	-39
1982	40,5	9	1987	101.5	2003	70,5	29	2007	76.8
1988	42	10	1988	-42	1996	72	30	2008	-47,6
2000	42,8	11	1989	55.5	1993	73	31	2009	-40
2015	43,7	12	1990	-25	1981	76,1	32	2010	56
2004	43,8	13	1991	-30	2007	76,8	33	2011	62
1997	44	14	1992	80	1995	80	34	2012	-38,5
2008	47,6	15	1993	73	1992	80	35	2013	86.3
1979	48,5	16	1994	128	1985	84	36	2014	60.3
2018	49,1	17	1995	80	2013	86,3	37	2015	-43,7
2016	51,4	18	1996	72	1986	91	38	2016	-51,4
2017	52,9	19	1997	-44	1987	101,5	39	2017	-52,9
1998	53	20	1998	53	1994	128	40	2018	-49,1

Tableau II-5 : Résultats du test de la Médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
Ns	21	21 > 14.22
$\frac{1}{2}(N+1 - 1.96*\sqrt{(N + 1)})$	14.22	Condition 1 vérifiée
Ts	5	5 < 5.32
$3.3[\log_{10}(N) + 1]$	5.32	Condition 2 vérifiée

Conclusion : d’après le test de médiane notre série est homogène

II-4 Etude des précipitations :

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 :

N=40 la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

La moyenne : la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière

$$\overline{P_{jmax}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{jmax}}{N} = 58.24\text{mm}$$

L’écart-type « $\sigma_{P_{jmax}}$ » :

Pour N = 40 supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{jmax}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{jmax} - \bar{P}_{jmax})^2}{N}} = 21.45 \text{ mm}$$

Le coefficient de variation « CV » : $C_v = \frac{\sigma_{P_{jmax}}}{\bar{P}_{jmax}} = 0.37$

II-4.2 Choix de la loi d’ajustement :

L’existence de plusieurs méthodes d’ajustement des séries pluviométriques nous mène à dire que l’efficacité d’une méthode d’estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l’échantillon et de certaines caractéristiques de l’échantillon. Le choix d’une méthode est donc un exercice difficile à effectuer. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d’estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Le tableau suivant présente quelques lois les plus utilisées avec leurs variables :

Tableau II.6 : Les lois d’ajustement les plus utilisées et leurs variables

Loi	Variable
Normale	Précipitations annuelles, Débits
Log-normale(Galton)	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel
Pearson type III (Gamma)	Débits maxima annuels, Précipitations journalières, Précipitations annuelles, Volume du ruissellement mensuel, Volume du ruissellement annuel
Loi de Gumbel et Fréchet	Débits maxima annuels
Loi exponentielle	Précipitations journalières, Durée entre deux événements

En Algérie les régimes pluviométriques sont irréguliers d’où les deux lois les plus utilisées sont celle de Gumbel et de Galton, car elles donnent des résultats corrects et fiables.

II-4.3 Ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

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

$$Y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))]$$

Avec :

- x : variable étudiée (P_{max}^J) ;
- x_0 : paramètre de position appelé « mode ».
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « Gradex ».

L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0$$

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

$$\text{Le mode : } x_0 = \overline{P_{jmax}} - 0.577 * \alpha = 48.59$$

$$x_0 = 48.59$$

$$\text{Gradex } (\alpha) : \alpha = 0.78 * \sigma_{P_{jmax}} = 16.73$$

$$\alpha = 16.73$$

Pour effectuer l'ajustement par la loi de GUMBEL on va utiliser HYDROLAB pour obtenir un résultat fiable et précis. Les résultats obtenus sont dans le tableau :

Tableau II.7 : Table de GUMBEL (Hydrolab)

Ajustement à une loi de Gumbel								
	Mode=48,53				Taille n=40		I.C. à (en%)=95	
	Gradex =16,81				Nb au départ 4		U Gauss=1,960	
Observations	Valeurs	Ordre de	Fréquence	Variable	Valeur	Valeur	Borne	Borne
Classées	classées	Classement	Expérimentale	réduite	expérimentale	Théorique	Inférieure	supérieure
1990	25	1	0,0125	-1,478	25,00	23,69	10,31	31,54
2002	29,6	2	0,0375	-1,189	29,60	28,55	17,10	35,60
1991	30	3	0,0625	-1,020	30,00	31,39	21,01	38,05
2001	37	4	0,0875	-0,890	37,00	33,56	23,96	39,97
1983	37,5	5	0,1125	-0,782	37,50	35,40	26,40	41,63
2012	38,5	6	0,1375	-0,685	38,50	37,01	28,53	43,12
2006	39	7	0,1625	-0,597	39,00	38,49	30,44	44,52
2009	40	8	0,1875	-0,515	40,00	39,87	32,19	45,85
1982	40,5	9	0,2125	-0,437	40,50	41,18	33,82	47,14
1988	42	10	0,2375	-0,363	42,00	42,43	35,36	48,41
2000	42,8	11	0,2625	-0,291	42,80	43,65	36,82	49,66
2015	43,7	12	0,2875	-0,220	43,70	44,83	38,21	50,91
2004	43,8	13	0,3125	-0,151	43,80	45,99	39,56	52,17
1997	44	14	0,3375	-0,083	44,00	47,14	40,86	53,44
2008	47,6	15	0,3625	-0,015	47,60	48,29	42,13	54,74
1979	48,5	16	0,3875	0,053	48,50	49,43	43,36	56,05
2018	49,1	17	0,4125	0,122	49,10	50,58	44,58	57,40
2016	51,4	18	0,4375	0,190	51,40	51,73	45,78	58,79
2017	52,9	19	0,4625	0,260	52,90	52,90	46,97	60,22
1998	53	20	0,4875	0,331	53,00	54,09	48,15	61,70
1999	55	21	0,5125	0,403	55,00	55,31	49,33	63,23
1984	55,5	22	0,5375	0,477	55,50	56,55	50,51	64,82

ETUDE HYDROLOGIQUE

1989	55,5	23	0,5625	0,553	55,50	57,83	51,71	66,49
2010	56	24	0,5875	0,631	56,00	59,15	52,92	68,23
2014	60,3	25	0,6125	0,713	60,30	60,52	54,16	70,06
2005	62	26	0,6375	0,798	62,00	61,95	55,43	71,98
2011	62	27	0,6625	0,887	62,00	63,45	56,75	74,03
1980	68	28	0,6875	0,982	68,00	65,04	58,12	76,21
2003	70,5	29	0,7125	1,082	70,50	66,72	59,55	78,54
1996	72	30	0,7375	1,189	72,00	68,53	61,07	81,06
1993	73	31	0,7625	1,305	73,00	70,48	62,69	83,80
1981	76,1	32	0,7875	1,432	76,10	72,61	64,43	86,81
2007	76,8	33	0,8125	1,572	76,80	74,96	66,35	90,17
1995	80	34	0,8375	1,730	80,00	77,61	68,49	93,96
1992	80	35	0,8625	1,911	80,00	80,66	70,92	98,35
1985	84	36	0,8875	2,126	84,00	84,27	73,78	103,56
2013	86,3	37	0,9125	2,391	86,30	88,73	77,28	110,03
1986	91	38	0,9375	2,740	91,00	94,61	81,86	118,60
1987	101,5	39	0,9625	3,264	101,50	103,42	88,67	131,49
1994	128	40	0,9875	4,376	128,00	122,10	102,99	158,95

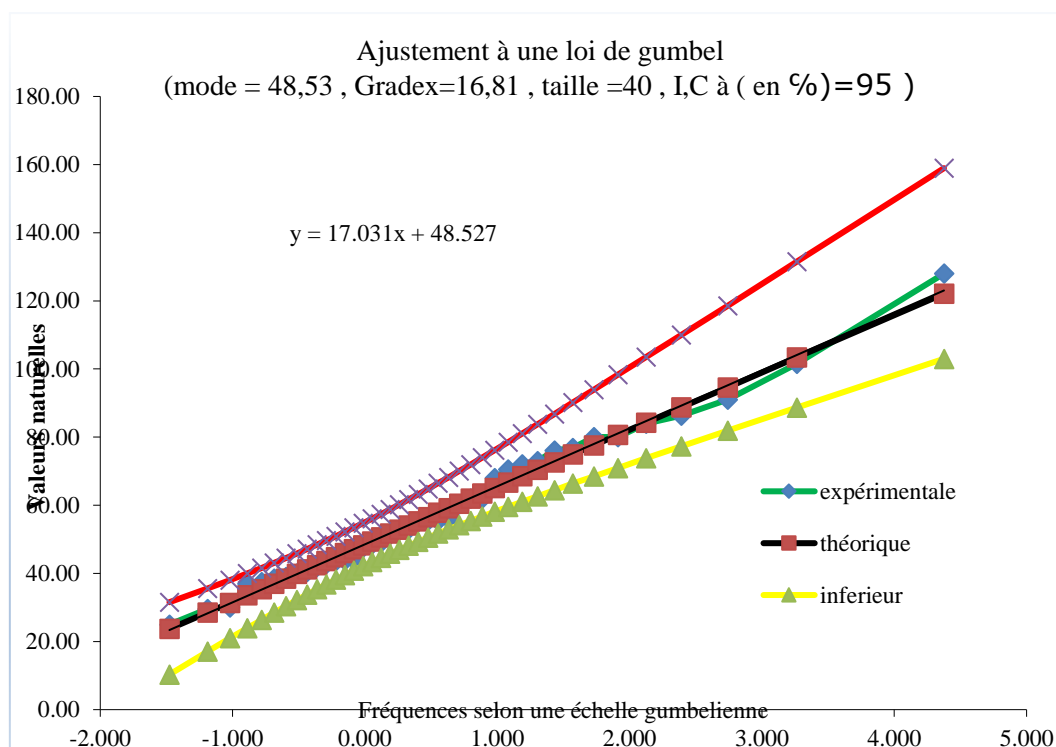


Figure II.1 : Courbe d’ajustement des données pluviométriques à la loi de GUMBEL(Hydrolab)

D’après la figure II.1, on constate que la droite théorique de GUMBEL s’adapte bien aux Pour une période de retour T (an) :

-On a : $FND = 1 - \frac{1}{T}$;

-On fait entrer la fréquence dans le tableau suivant pour avoir la pluie journalière max de la période de retour adéquate. (On prend exemple T = 10 ans et FND = 0.9).

On obtient : $P_{max}^J = 86.37\text{mm}$

Tableau II-7: les valeurs des différents périodes de retour.

Fréquence	Réduite	Théorique	inférieure	supérieure	période de retour
0,9	2,250	86,37	75,43	106,60	10
0,98	3,902	114,13	96,90	147,23	50
0,8	1,500	73,75	65,37	88,44	5
0,95	2,970	98,47	84,85	124,24	20
0,99	4,600	125,87	105,87	164,51	100

II-4.4 Ajustement a une loi de log-normal (Galton) :

La fonction de répartition de la loi Log-normale :

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

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

$$U = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(X)}}{\sigma_{\ln(x)}}$$

Avec :

- x : variable étudiée (P_{max}^J).
- $\overline{\ln(X)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x

L'expression de quantile est alors :

$$\ln(X) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(X)}$$

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

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.36 \quad ; \quad \overline{\ln(X)} = 4.00$$

Pour effectuer l'ajustement par la loi de GALTON on va utiliser HYDROLAB pour obtenir un résultat fiable et précis.

Les résultats obtenus sont dans le tableau (II-8)

Tableau II.8 : Table de GALTON (Hydrolab)

Ajustement à une loi de Galton								
	Moyenne de $\ln(x-x_0) =$ 4,00				Taille n=40		I.C. à (en%)=95	
	Ecart-type de $\ln(x-x_0)=$ 0,36				Nb au départ (1)		U Gauss=1,960	
Observations	Valeurs	Ordre de	Fréquence	Variable	Valeur	Valeur	Borne	Borne
classées	classées	classement	expérimentale	réduite	expérimentale	théorique	inférieure	supérieure
1990	3,22	1	0,0125	-2,241	3,22	24,55	18,96	29,32
2002	3,39	2	0,0375	-1,780	3,39	28,94	23,25	33,80
1991	3,40	3	0,0625	-1,534	3,40	31,61	25,90	36,50
2001	3,61	4	0,0875	-1,356	3,61	33,68	27,97	38,62
1983	3,62	5	0,1125	-1,213	3,62	35,45	29,75	40,43
2012	3,65	6	0,1375	-1,092	3,65	37,02	31,34	42,05
2006	3,66	7	0,1625	-0,984	3,66	38,47	32,80	43,55
2009	3,69	8	0,1875	-0,887	3,69	39,83	34,17	44,97
1982	3,70	9	0,2125	-0,798	3,70	41,12	35,47	46,33
1988	3,74	10	0,2375	-0,714	3,74	42,37	36,71	47,65
2000	3,76	11	0,2625	-0,636	3,76	43,58	37,92	48,94
2015	3,78	12	0,2875	-0,561	3,78	44,76	39,10	50,22
2004	3,78	13	0,3125	-0,489	3,78	45,93	40,25	51,49
1997	3,78	14	0,3375	-0,419	3,78	47,08	41,39	52,76
2008	3,86	15	0,3625	-0,352	3,86	48,23	42,51	54,03
1979	3,88	16	0,3875	-0,286	3,88	49,38	43,63	55,32
2018	3,89	17	0,4125	-0,221	3,89	50,54	44,74	56,63
2016	3,94	18	0,4375	-0,157	3,94	51,70	45,86	57,96
2017	3,97	19	0,4625	-0,094	3,97	52,88	46,98	59,32
1998	3,97	20	0,4875	-0,031	3,97	54,08	48,11	60,73

ETUDE HYDROLOGIQUE

1999	4,01	21	0,5125	0,031	4,01	55,31	49,26	62,17
1984	4,02	22	0,5375	0,094	4,02	56,56	50,42	63,67
1989	4,02	23	0,5625	0,157	4,02	57,86	51,61	65,23
2010	4,03	24	0,5875	0,221	4,03	59,19	52,83	66,86
2014	4,10	25	0,6125	0,286	4,10	60,58	54,07	68,56
2005	4,13	26	0,6375	0,352	4,13	62,02	55,36	70,37
2011	4,13	27	0,6625	0,419	4,13	63,54	56,70	72,28
1980	4,22	28	0,6875	0,489	4,22	65,13	58,10	74,32
2003	4,26	29	0,7125	0,561	4,26	66,83	59,57	76,51
1996	4,28	30	0,7375	0,636	4,28	68,64	61,12	78,88
1993	4,29	31	0,7625	0,714	4,29	70,60	62,78	81,48
1981	4,33	32	0,7875	0,798	4,33	72,74	64,57	84,34
2007	4,34	33	0,8125	0,887	4,34	75,10	66,52	87,55
1995	4,38	34	0,8375	0,984	4,38	77,75	68,68	91,20
1992	4,38	35	0,8625	1,092	4,38	80,80	71,14	95,45
1985	4,43	36	0,8875	1,213	4,43	84,39	73,99	100,55
2013	4,46	37	0,9125	1,356	4,46	88,81	77,46	106,93
1986	4,51	38	0,9375	1,534	4,51	94,64	81,95	115,52
1987	4,62	39	0,9625	1,780	4,62	103,35	88,51	128,68
1994	4,85	40	0,9875	2,241	4,85	121,86	102,03	157,81

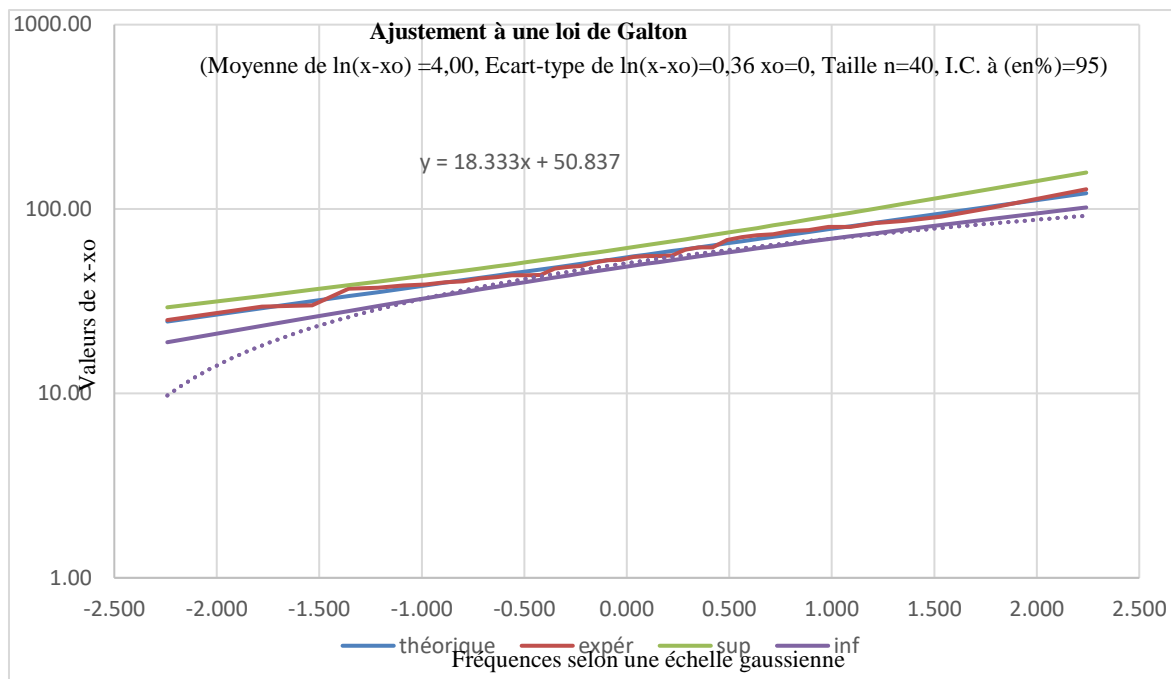


Figure II.2 : Courbe d’ajustement des données pluviométriques à la loi de GALTON (Hydrolab)

On constate que la droite théorique de GALTON s’adapte bien aux points expérimentaux.

Pour une période de retour T (an) :

-On a : $FND = 1 - \frac{1}{T}$;

-On fait entrer la fréquence dans le tableau suivant pour avoir la pluie journalière max de la période de retour adéquate. (On prend exemple T = 10 ans et FND = 0.9).

On obtient : PJ max=86.47mm

Tableau II-8 : les valeurs des différents périodes de retour

Période de retour Année	Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
10	0,9	1,282	86,47	75,63	103,54
50	0,98	2,054	113,96	96,32	145,19
5	0,8	0,842	73,89	65,52	85,90
20	0,95	1,645	98,46	84,85	121,24

II-4.5 Choix entre « Galton » et « Gumbel »

✓ Test graphique :

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

✓ Interprétation des graphiques :

L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Galton : les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

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

Le calcul de khi-deux se fait à partir de l'Excel

La condition est « $0.05 < \text{le khi-deux calculé}$ »

Tableau II-7 : les résultats de khi-deux de deux lois.

Loi de Gumbel	Loi de Galton
0.960	1.000
<0.05 vérifié	<0.05 vérifié

$0.05 < \chi^2$ calculé dans les deux lois Gumbel et Galton

Donc

Nous concluons que le khi-deux calculé est situé dans la zone favorable et qu'il Ya 95% de chance que les lois de Gumbel et Galton s'ajustes à notre échantillons.

Remarque :

Le test de khi-deux indique les écarts entre les valeurs de l'échantillon étudié et celles données par la loi théorique d'ajustement. Le khi-deux trouvé pour la loi de GALTON et plus que celle trouvé pour la loi de GUMBEL, et après observation graphique « les valeurs de l'échantillons bien placé entre les bornes supérieur et inférieur dans loi de GALTON par rapport au loi de GUMBEL »

Donc on va choisir la loi de GALTON qui s'ajustera mieux à notre échantillon.

II-5 Détermination de l'intensité de la pluie:

II-5.1 pluies de courte durée :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité-durée-fréquence. Qui s'exprime par la relation suivante de MONTANARI :

$$P_t = P_{max}^J \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_t : la pluie pendant le temps de concentration en mm

P_{max}^J : Pluie maximale journalière en mm

t : la durée de l'averse ($t < 24$)

b : l'exposant climatique ($b=0.37$) selon les études régionales de (ANRH, 2021)

II-5.2 intensité de la pluie

L'intensité de la pluie obtenue par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_t}{t}$$

I_t : l'intensité maximale en mm/h

P_t : pluie de courte durée

t : durée de l'averse

II-5.3 les courbes IDF

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-9 : pluies et intensités maximales de durée t(h) et de période de retour T(ans)

PDR	5		10		20		50		100	
b	0.37									
P_{max}^J	73.89		86.47		98.46		113.96		125.62	
t(h)	Pt	It	Pt	It	Pt	It	Pt	It	Pt	It
0.25	13,65	54,60	15,97	63,90	18,19	72,76	21,05	84,21	23,21	92,83
0.5	17,64	35,28	20,64	41,29	23,51	47,01	27,21	54,42	29,99	59,98
0.75	20,50	27,33	23,99	31,98	27,31	36,42	31,61	42,15	34,85	46,46
1	22,80	22,80	26,68	26,68	30,38	30,38	35,16	35,16	38,76	38,76
2	29,46	14,73	34,48	17,24	39,26	19,63	45,44	22,72	50,09	25,05
3	34,23	11,41	40,06	13,35	45,62	15,21	52,80	17,60	58,20	19,40
4	38,08	9,52	44,56	11,14	50,74	12,68	58,73	14,68	64,74	16,18

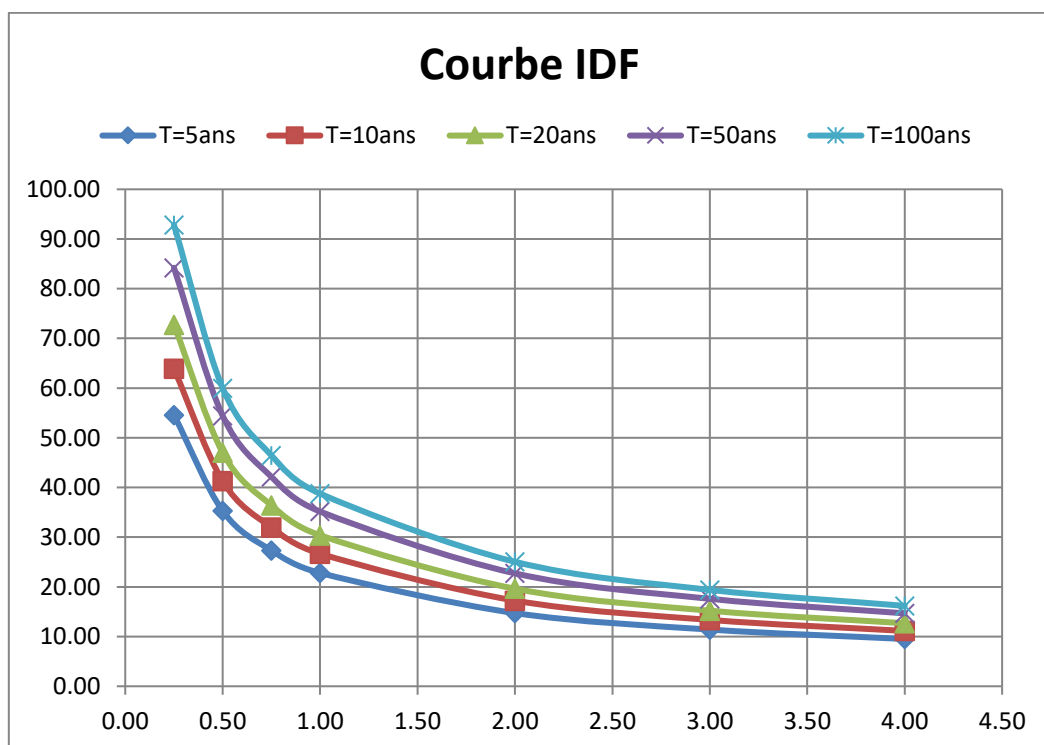


FIGURE II-2 : courbe intensité durée fréquence.

II-5.4 L'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 $t=15\text{mn}=0.25\text{h}$ et pour période de retour $T=10\text{ans}$, pour des raisons techno-économiques et de sécurité.

D'après les résultats précédents On a :

$$I_{15\text{min},10} = 63.9 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min},10} = \frac{63.9 \cdot 10000}{3600} = 177.5 \text{ l/s/ha}$$

l : litre,

s : seconde,

ha : hectare

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 GALTON, et les calculs des pluies de courte durée.

$I_{15\text{min},10} = 177.5 \text{ l/s/ha}$, Pour les calculs des débits pluviaux.

RESEAU SEPARATIF

III-1 Introduction

Un réseau séparatif est un réseau d'eau usée qui collecte séparément les eaux de pluie et les eaux usées domestiques ou industrielles.

L'un des grands avantages de ce réseau, c'est de transporter un débit constant vers la STEP (les eaux usées) ça assure un traitement quotidien de la Station d'une part, d'autre part la possibilité de la réutilisation des eaux pluviales.

III-2 Le réseau séparatif (SELMI, 1999)

Sont utilisés, comme leur nom l'indique, pour évacuer séparément les eaux : les eaux de pluie d'un côté, et les eaux usées de l'autre. Ce type de réseau implique des travaux plus conséquents, mais en termes de risques pour la santé et l'environnement, c'est celui qui est garanti un maximum de sécurité.

Tableau III-1 : les avantages et inconvénient de réseau séparatif

Les avantages	Les inconvénients
<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 domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).	<ul style="list-style-type: none">- encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement.

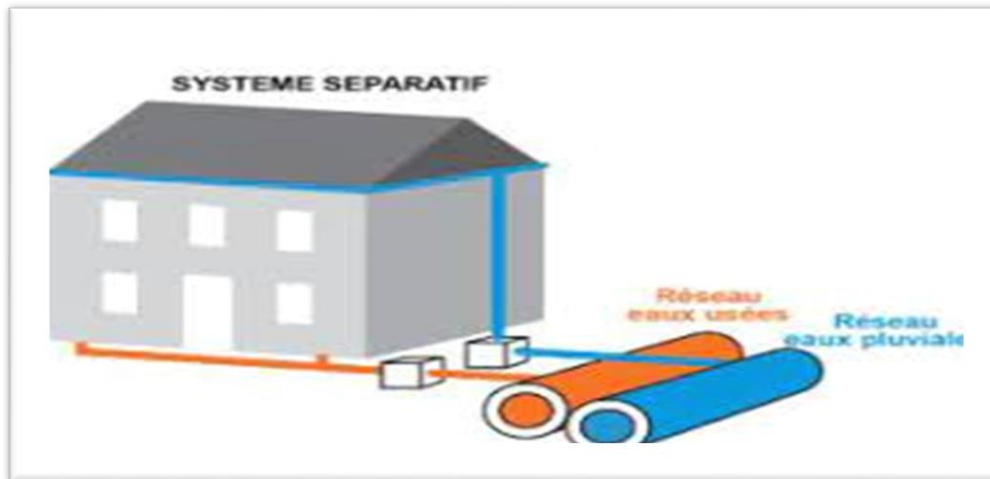


Figure III-1 : réseau séparatif

On pourra établir un réseau en système séparatif dans les cas suivants :

- La topographie impose de très faibles pentes
- La densité de l'habitat permet de laisser, au moins provisoirement, les eaux pluviales ruisseler sur la chaussée sur de grandes longueurs (zones d'extension), ou bien de nombreux cours d'eau sillonnent l'agglomération (réduction et même suppression du réseau pluvial).
- L'existence d'un ancien réseau non utilisable en système unitaire

III-3 Choix de configuration : (SELM, 1999)

Bien que le réseau d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des Cinq types suivantes :

III-3.1 Le schéma *perpendiculaire* au cours d'eau :

Avec ses multiples débouchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux au système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économique et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetés.

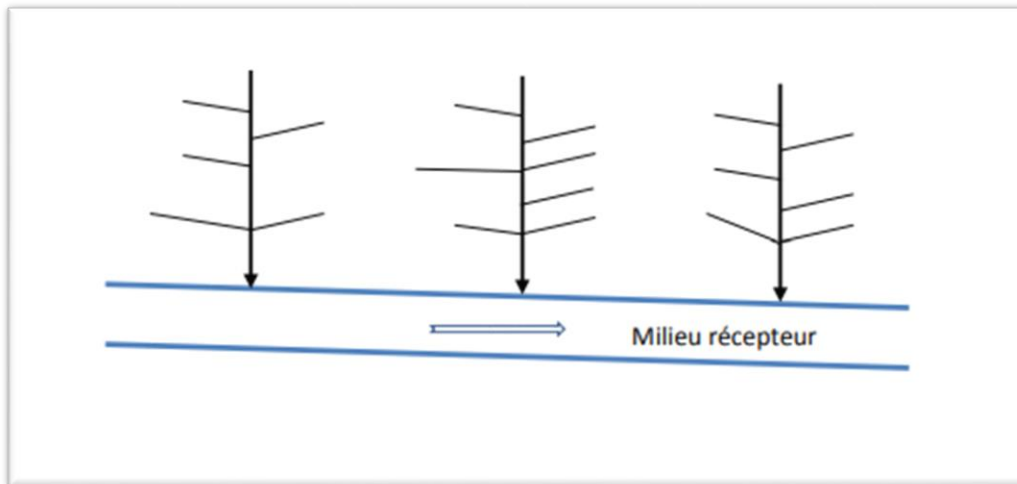


FIGURE III-2 : schéma type perpendiculaire

III-3.2 Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaire au moyen d'un collecteur de berge ; mais avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente.

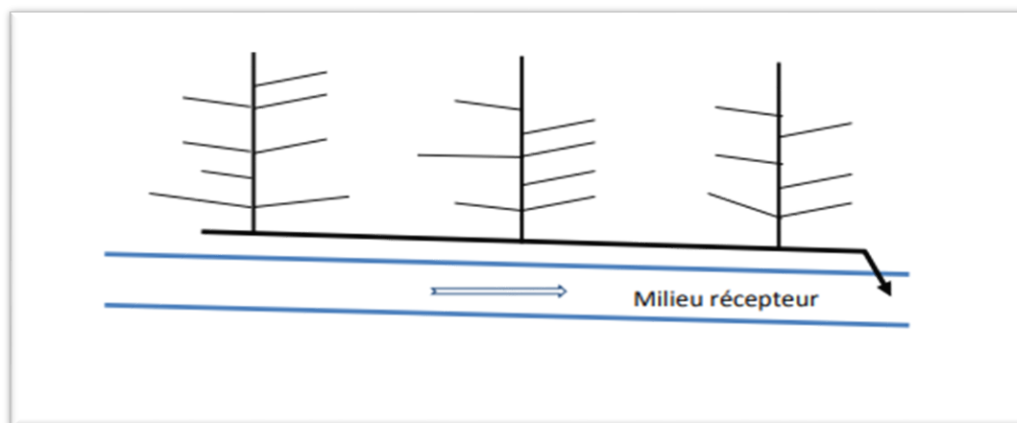


FIGURE III-2 : schéma type latéral

III-3.3 Le schéma à *collecteur transversal* ou de collecte oblique

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux ; ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent

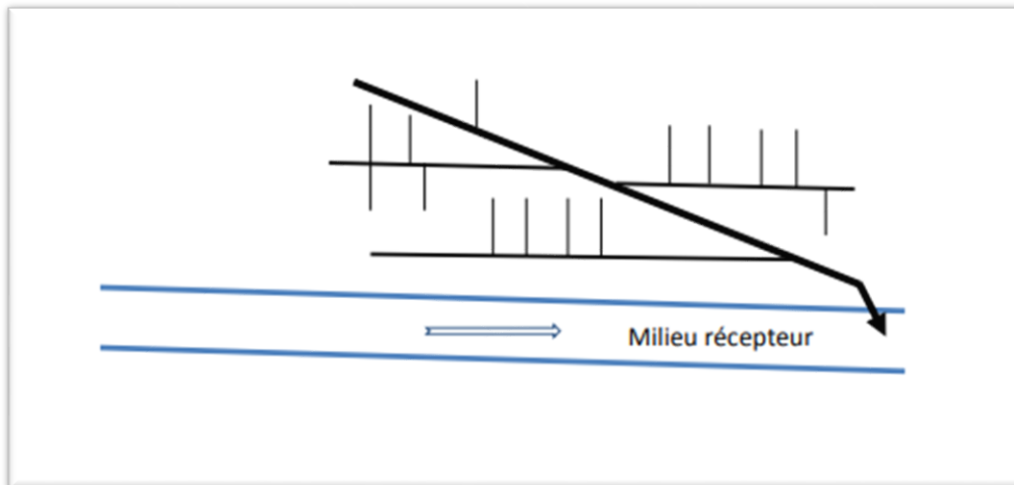


FIGURE III-3: schéma type collecteur transversal

III-3.4 Le schéma *par zones étagées* ou par intercepteur

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.

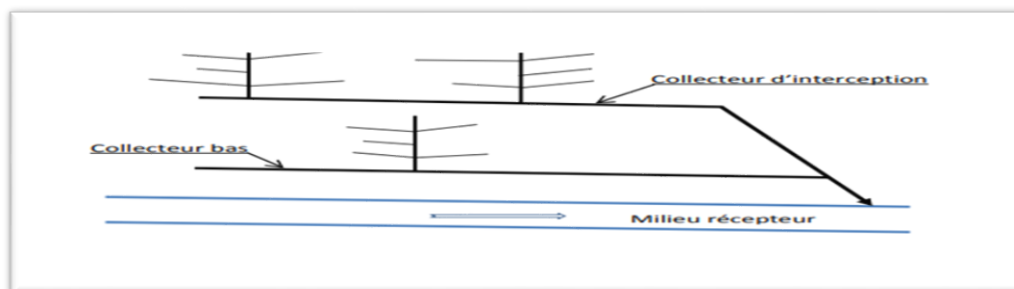


FIGURE III-4 : schéma type zones étagée

III-3.5 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).

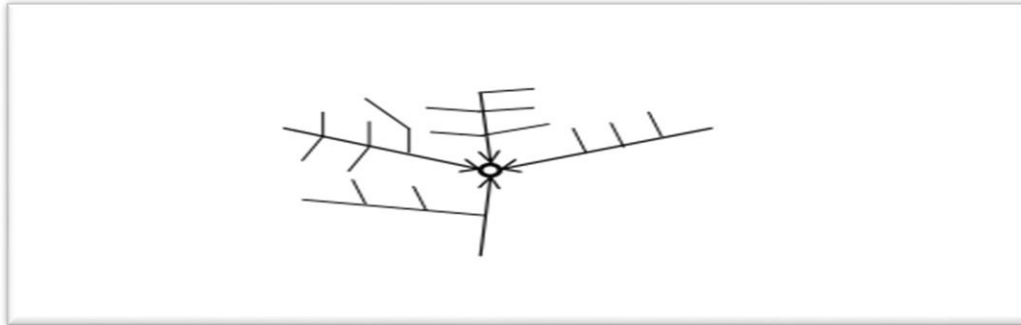


FIGURE III-5 : schéma type radial

Concernant notre réseau de quartier A le schéma utilisé est « par déplacement latéral »

III-4 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 : (BERLAND, 2014)

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

Concernant ce projet, on va découper le site en 125 sous-bassins.

III-5 Les eaux pluviales :

Les eaux de ruissellement de surface sont basées sur les précipitations atmosphériques.

Pour éviter le risque d'inondation il faut collecté ces eaux et conduite vers la canalisation d'évacuation.

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.

III-5.1 Estimation des débits des eaux pluviales : (Maamar, 2020)

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.

III-5.1.1 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, est basée sur une estimation du temps de concentration qui s'avère être une opération très délicate et laborieuse.

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

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- Cr : 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.

➤ Coefficient réducteur de l'intensité :

On doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire, car la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte 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 :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{\frac{d}{2}}$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{\frac{d}{2}}$$

Avec :

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

➤ 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.

➤ Temps de concentration :

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

Le temps de concentration « tc » se compose de :

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

$$t1 = L / 60 \times v$$

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

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

$$t3 = Ls / 11 \times \sqrt{i}$$

avec :

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

➤ Critique de la méthode rationnelle :

- 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
- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.

III-5.1.2 La méthode superficielle : (caquot)

La méthode de Caquot représente une évolution par rapport à la méthode rationnelle en évitant d'être limitée par l'estimation des temps de concentration d'une part et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant et dans les canalisations. Cette méthode est basée sur un bilan de masse des eaux. 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 :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} * Cr^{\frac{1}{u}} * I^{\frac{v}{u}} * A^{\frac{w}{u}}$$

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

$$K = a \times \mu / 6 \times (\beta + \delta)$$

$$u = 1 - b \times f$$

$$v = c \times b$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b$$

➤ **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 $S < 100$ ha. $\varepsilon = 0.03$ la valeur la plus adoptée.

Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :

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

Paramètres concernant le bassin versant :

- $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.

- μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin

donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84}$$

Où :

$$M = \frac{L}{S_c}$$

- 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).

➤ **Temps de concentration :**

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

$$t_c = 0.28 * M^{0.28} * I^{-0.41} * A^{0.51} * Q_p^{-0.29}$$

Avec : - t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m³/s)

➤ **Validité de la 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 : $A < 200$ ha.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < Cr < 1$
- Pente : $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$.

➤ **L'utilisation de la formule de Caquot sur des bassins hétérogènes :**

Dans le cas de bassins hétérogènes, il est proposé dans la méthode de Caquot de décomposer le bassin initial en sous bassins, qui sont ensuite assemblés, en série ou en parallèle (voir figure 1) .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 III-2 : 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	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i * A_i)}{\sum A_i}$	$\left(\frac{\sum L_i}{\sum\left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}}\right)}\right)^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum(L_i * Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

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 m^2).

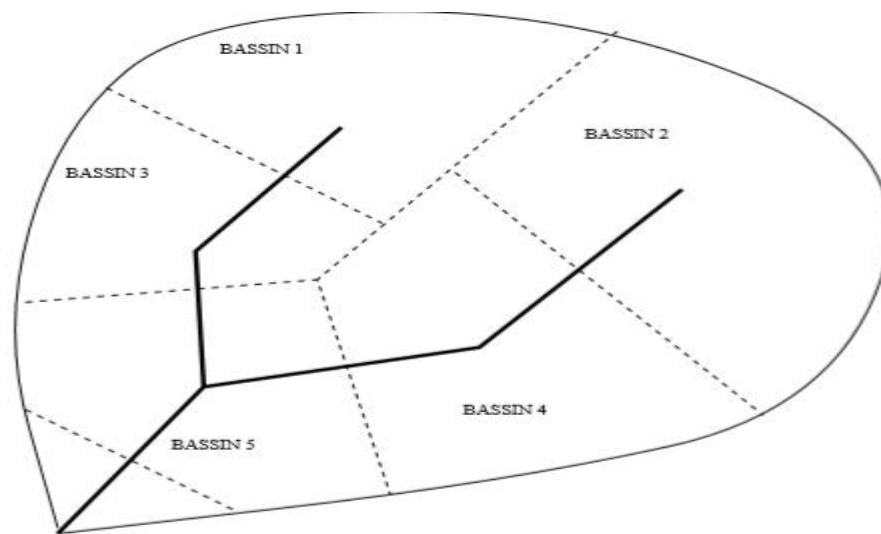


FIGURE III-6 : découpage d'un bassin versant en sous bassins versants et assemblage

➤ Critique de la méthode superficielle :

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

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins.

Donc on prend : $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.

- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible.

Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

III-5.2 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. Surfaces inférieures à 10ha.

III-5.3 Le coefficient de ruissellement :

(détermination du coefficient de ruissellement des solutions O2D, 2018)

III-5.3.1 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 de sol
- Le mode d'occupation du sol
- 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 de coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs

✓ En fonction du type d'occupation du sol :

Tableau III-3 : valeurs de coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation

Type d'occupation du 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
Parcs et jardins public		0.05-0.25
Terrains de sport		0.1-0.3
Terrains vagues		0.05-0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05-0.13
	Non drainées	0.03-0.07

✓ En fonction de la catégorie d'urbanisation :**Tableau III-4 :** valeur du C_r en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

✓ En fonction de la densité de population :**Tableau III-5 :** valeur de C_r en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
20	0.20
30-80	0.20-0.25
60-150	0.25-0.30
150-200	0.30-0.45
200-300	0.45-0.60
300-400	0.60-0.80
+ 400	0.80-0.90

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

Tableau III-6 : valeurs de C_r en fonctions de la nature des surfaces

Nature de la surface	C_r
Toits en métal	0.9
Chaussées 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
Parc, jardins, gazons	0.05-0.25
Forêts	0.01-0.20

III-5.3.2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassins, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude. (tableau III-7)

Remarque :

Concernant le réseau d'eau pluvial a une problème d'évacuation.

III-6 Origine et nature des eaux à évacuer : (Boukary, 2018)

III-6.1 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.

III-6.1.1 Les eaux usées domestiques :

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.

III-6.1.2 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.

III-6.1.3 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 deux principes :

Industrie de production : 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.

III-6.1.4 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.

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.

III-7 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.

III-7.1 Débits des eaux usées :

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 (domestique).

Et même manière dans l'établissement public en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'usager.

III-7.2 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 :

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{K_r * D * N_{hab}}{86400}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{dom}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j.
- Le terme $1 / 86400$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

III-7.3 Débit de pointe :

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

$$Q_p^{dom} = K_p * Q_{moy,j}^{dom}$$

Avec :

$Q_{moy,j}^{dom}$: Débit moyenne journalière en (l/s)

K_p : Coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \text{ si le débit moyenne journalière } \geq 2.6 \text{ l/s}$$

$K_p = 3$ si le débit moyen journalière < 2.6 l/s

Remarque :

Les eaux usées de ce réseaux de quartier A sont collectées et évacuer vers la station d'épuration de Boufarik par des conduit en PVC de diamètre varier entre 300-800 mm

Tableau III-7 : calculs des débits des eaux pluvial

Num SB	Surface (ha)	Intensité (l/s/ha)	Cr	Q (l/s)	Q (m ³ /s)
1	0,918	177,5	0,6	97,745	0,098
2	0,670	177,5	0,6	71,355	0,071
3	0,640	177,5	0,6	68,160	0,068
4	0,350	177,5	0,8	49,700	0,050
5	1,400	177,5	0,6	149,100	0,149
6	1,870	177,5	0,6	199,155	0,199
7	1,800	177,5	0,6	191,700	0,192
8	1,871	177,5	0,6	199,314	0,199
9	0,400	177,5	0,6	42,597	0,043
10	1,386	177,5	0,9	221,477	0,221
11	1,076	177,5	0,6	114,559	0,115
12	0,956	177,5	0,9	152,658	0,153
13	1,162	177,5	0,9	185,657	0,186
14	0,811	177,5	0,9	129,508	0,130
15	0,932	177,5	0,9	148,813	0,149
16	0,482	177,5	0,9	76,991	0,077
17	1,472	177,5	0,9	235,158	0,235
18	0,511	177,5	0,8	72,619	0,073
19	0,699	177,5	0,9	111,588	0,112
20	0,471	177,5	0,9	75,203	0,075
21	0,409	177,5	0,9	65,362	0,065
22	0,187	177,5	0,6	19,894	0,020
23	0,303	177,5	0,6	32,291	0,032
24	0,418	177,5	0,6	44,555	0,045
25	1,225	177,5	0,9	195,770	0,196
26	1,270	177,5	0,9	202,814	0,203
27	0,931	177,5	0,9	148,801	0,149
28	0,243	177,5	0,6	25,831	0,026
29	1,109	177,5	0,9	177,109	0,177
30	0,789	177,5	0,9	126,084	0,126
31	1,490	177,5	0,9	238,102	0,238
32	2,100	177,5	0,9	335,475	0,335
33	0,314	177,5	0,8	44,573	0,045
34	0,308	177,5	0,6	32,816	0,033
35	1,412	177,5	0,6	150,351	0,150
36	1,969	177,5	0,9	314,564	0,315
37	1,190	177,5	0,6	126,773	0,127
38	1,983	177,5	0,9	316,768	0,317
39	0,793	177,5	0,8	112,621	0,113
40	0,350	177,5	0,9	55,982	0,056
41	1,030	177,5	0,9	164,479	0,164
42	0,594	177,5	0,6	63,309	0,063
43	0,533	177,5	0,8	75,652	0,076
44	0,986	177,5	0,9	157,544	0,158

RÉSEAU SÉPARATIF

45	1,669	177,5	0,9	266,684	0,267
46	0,860	177,5	0,8	122,091	0,122
47	2,191	177,5	0,9	349,998	0,350
48	0,785	177,5	0,8	111,404	0,111
49	1,663	177,5	0,9	265,606	0,266
50	0,260	177,5	0,6	27,699	0,028
51	2,077	177,5	0,3	92,146	0,092
52	0,691	177,5	0,3	30,652	0,031
53	4,340	177,5	0,3	192,587	0,193
54	1,165	177,5	0,6	124,041	0,124
55	1,088	177,5	0,3	48,264	0,048
56	0,544	177,5	0,6	57,948	0,058
57	2,735	177,5	0,9	436,865	0,437
58	0,395	177,5	0,6	42,109	0,042
59	0,624	177,5	0,6	66,496	0,066
60	0,715	177,5	0,6	76,094	0,076
61	0,372	177,5	0,8	52,887	0,053
62	0,927	177,5	0,9	148,082	0,148
63	0,528	177,5	0,6	56,254	0,056
64	0,554	177,5	0,6	59,020	0,059
65	0,395	177,5	0,8	56,054	0,056
66	0,556	177,5	0,6	59,234	0,059
67	0,247	177,5	0,6	26,308	0,026
68	2,109	177,5	0,9	336,833	0,337
69	0,823	177,5	0,6	87,673	0,088
70	0,467	177,5	0,6	49,693	0,050
71	0,773	177,5	0,6	82,321	0,082
72	2,978	177,5	0,9	475,704	0,476
73	0,723	177,5	0,6	77,040	0,077
74	3,702	177,5	0,3	164,262	0,164
75	2,239	177,5	0,9	357,660	0,358
76	3,279	177,5	0,9	523,762	0,524
77	0,952	177,5	0,6	101,369	0,101
78	3,512	177,5	0,9	561,035	0,561
79	0,417	177,5	0,6	44,365	0,044
80	3,427	177,5	0,9	547,443	0,547
81	1,098	177,5	0,8	155,964	0,156
82	0,198	177,5	0,6	21,082	0,021
83	0,622	177,5	0,6	66,255	0,066
84	1,153	177,5	0,8	163,674	0,164
85	2,313	177,5	0,9	369,506	0,370
86	2,513	177,5	0,9	401,400	0,401
87	2,233	177,5	0,9	356,718	0,357
88	1,073	177,5	0,6	114,230	0,114
89	1,348	177,5	0,3	59,822	0,060
90	0,781	177,5	0,6	83,186	0,083
91	1,270	177,5	0,8	180,385	0,180
92	0,937	177,5	0,6	99,766	0,100
93	1,029	177,5	0,8	146,178	0,146
94	1,369	177,5	0,6	145,748	0,146

RÉSEAU SÉPARATIF

95	0,854	177,5	0,6	90,911	0,091
96	0,652	177,5	0,6	69,464	0,069
97	1,630	177,5	0,6	173,626	0,174
98	0,368	177,5	0,6	39,242	0,039
99	0,644	177,5	0,6	68,569	0,069
100	1,420	177,5	0,6	151,275	0,151
101	2,770	177,5	0,8	393,327	0,393
102	0,493	177,5	0,6	52,524	0,053
103	1,004	177,5	0,8	142,589	0,143
104	1,206	177,5	0,8	171,306	0,171
105	1,649	177,5	0,9	263,373	0,263
106	1,286	177,5	0,9	205,451	0,205
107	2,100	177,5	0,9	335,433	0,335
108	1,834	177,5	0,8	260,397	0,260
109	0,462	177,5	0,6	49,166	0,049
110	1,102	177,5	0,6	117,361	0,117
111	0,538	177,5	0,3	23,865	0,024
112	1,153	177,5	0,6	122,756	0,123
113	0,216	177,5	0,6	23,046	0,023
114	0,602	177,5	0,6	64,088	0,064
115	1,835	177,5	0,8	260,634	0,261
116	3,146	177,5	0,9	502,553	0,503
117	2,514	177,5	0,9	401,643	0,402
118	0,281	177,5	0,6	29,974	0,030
119	1,419	177,5	0,8	201,496	0,201
120	1,518	177,5	0,8	215,500	0,216
121	2,770	177,5	0,9	442,436	0,442
122	0,524	177,5	0,6	55,830	0,056
123	1,609	177,5	0,6	171,318	0,171
124	0,889	177,5	0,6	94,646	0,095
125	2,629	177,5	0,8	373,316	0,373

III-8 Conclusion

Dans ce chapitre on a donné un aperçu général sur le système séparatif et on a découpé l'air d'étude en surfaces élémentaires, et choisi le schéma d'évacuation, la méthode de calcul des eaux pluvial et estimation des coefficients de ruissèlement.

Pour dimensionner notre réseau d'eau pluvial dans le prochain chapitre.

CALCUL HYDRAULIQUE

IV-1 Introduction :

Ce calcul hydraulique de réseaux pluvial 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.

Le calcul fait à l'aide de logiciel « COVADIS 16».

IV-2 Présentation et initialisation du logiciel: (Maamar, 2020)

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.).

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

- COVADIS permet de dessiner et de dimensionner les réseaux EU et EP. Il propose différentes méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle (Caquot) et la méthode rationnelle

- En phase d'analyse, COVADIS calcule automatiquement les contours des bassins versants à partir du MNT de la zone à aménager.

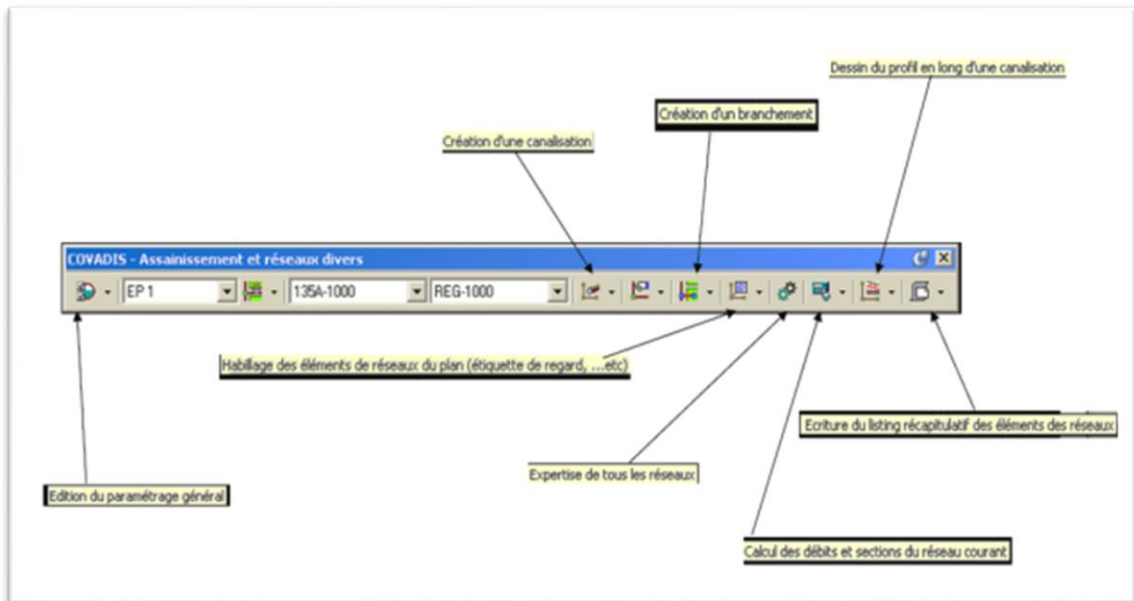
Il détermine dynamiquement la ligne d'écoulement d'une goutte d'eau, ainsi que le sens d'écoulement de chaque face.

- Pour les calculs de débits, l'utilisateur peut sélectionner la méthode rationnelle, la méthode superficielle (Caquot) ou la méthode simplifiée.

- Le logiciel réalise automatiquement l'assemblage en série ou en parallèle des bassins versants du réseau.

- Concernant le dimensionnement, les diamètres des collecteurs peuvent être déterminés automatiquement selon différentes formules (Chezy-Bazin, Manning Strickler) correspondant aux normes en vigueur.

Toutes ces fonctions sont lancées par des icônes de la barre d'outils suivante:



FIGUREIV-1 : barre d'outils assainissement « COVADIS 16 »

IV-2.1 Chargement des points topographique et création du MNT

1. Charger des Semi de points (Covadis 2D, points Topos)
2. Visualisation des points en créant un fichier des points topo
3. Visualisation des points en utilisant une vue 3D
4. Création d'un MNT

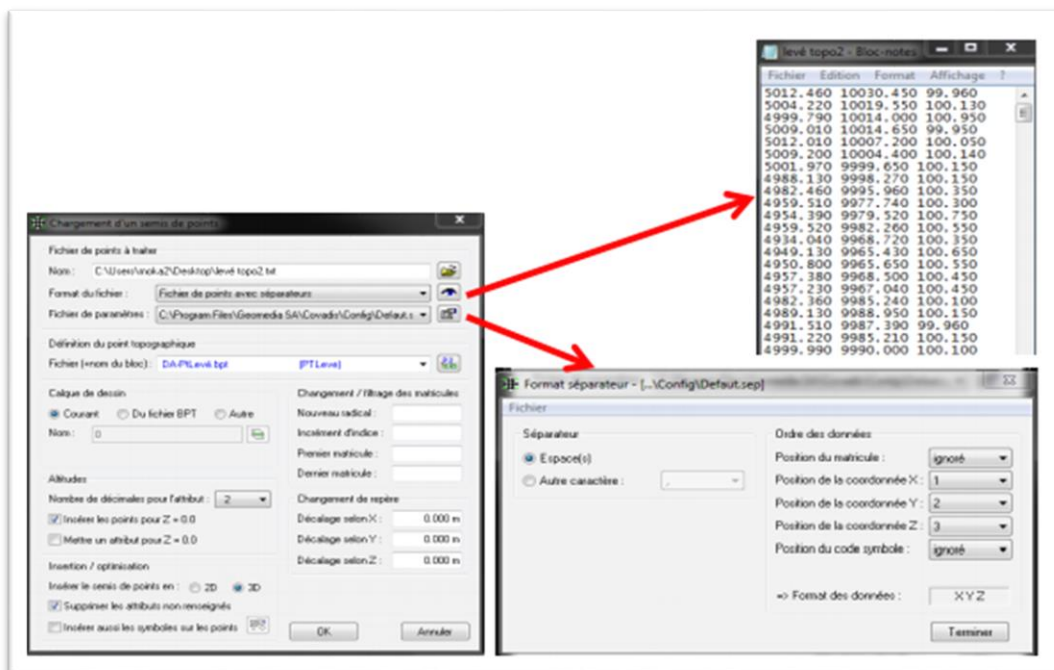


FIGURE IV-2 : chargement des points topographique

IV-2.2 Création et Edition des réseaux d'assainissement :

La création d'une canalisation peut se faire par quatre modes :

Mode 1: « Créer »

Quel que soit le sens de la canalisation choisi:

- Dans la boîte de dialogue les nœuds sont numérotés et affichés dans le sens amont aval.
- La polyligne représentant la canalisation sera dessinée également dans le sens d'écoulement.

Mode 2: « Convertir une polyligne»

Est utilisé dans le cas où le réseau est déjà tracé dans « AutoCad » donc il suffit de convertir une polyligne en canalisation.

Mode 3 : Création par décalage

Est utilisé dans le cas où un réseau est déjà tracé dans covadis par exemple pour les eaux usées et on veut créer un autre pour les eaux pluviales.

Mode 4 : Saisie rapide

Ce mode est utilisé pour tracer rapidement une canalisation sans passer par un MNT, il suffit de préciser les regards avec les cotes terrains et projets correspondantes.

IV-2.3 Guide Technique pour l'élaboration d'un projet d'assainissement

Choix de la pente : la pente est choisie de telle sorte que les conditions techniques hydrauliques, de réalisation et économiques sont vérifiées.

- Dans le cas d'un terrain plat (pente terrain faible) on choisit une pente projet faible (4 – 5‰ par exemple) pour éviter des profondeurs excessives. - Dans le cas d'un terrain accidenté (pente terrain élevées) on choisit une pente projet élevée (8-10‰ par exemple) pour éviter les regards de chute
- Dans le cas d'un terrain de pentes normal, on choisit une pente normale.

Conditions techniques : Pente min=3‰, pente max=10‰, Diamètre min=300 mm, vitesse min \geq 0.6 m/s ; V_{max} <4m/s. condition d'auto-curage vérifiée.

Condition d'auto-curage : pour les fréquences décennales et des sections circulaires les vitesses sont de l'ordre de 0.6 m/s pour un débit d'écoulement correspond au 1/10 du débit plein section Q_{ps} et de 0.3 m/s pour 1/100 du Q_{ps} .

Remarque 1. Si les conditions sont vérifiées ne sont pas vérifiées on choisit une autre pente et on refait les calculs.

Remarque 2. Si le calcul hydraulique est bon, Il faut vérifier que la hauteur de recouvrement, les profondeurs des branchements, éventuelle connexion du réseau avec des obstacles.

La hauteur de recouvrement : est la distance qui sépare la côte terrain et la génératrice supérieure de la conduite d'assainissement. Elle doit être fixée en fonction de la profondeur de la conduite d'AEP et des autres réseaux existants ou projetés et de la distance minimale entre réseau.

IV-2.4 Etapes de l'étude :

- l'implantation des regards: Sur le plan topographique on procède à cette implantation (en commençant par les têtes de réseau), dans les intersections des routes, et distant l'un de l'autre d'une longueur par exemple 30m, 42m ...
- Traçage du réseau le traçage des tronçons du réseau (un tronçon est limité par deux regards consécutifs.
- Et numérotation de tous les regards (de l'amont à l'aval).
- Pour chaque tronçon on calcule : le débit d'eau pluvial (calcul de la surface à drainer A, estimation du coefficient de ruissèlement C, la pente moyenne I du bassin drainé par le tronçon étudié, et la longueur du plus long parcours de l'eau L, calcul du coefficient d'allongement M, on calcule le débit brute Q_{brute} , le coefficient de correction m, et en fin on calcule le débit corrigé $Q_{corrigé}$. Et ensuite on calcule le débit des eaux usées moyen, coefficient de pointe K_p et Q_p

Tous les résultats seront reportés sur des tableaux récapitulatifs.

Tronçon	Q calculé (m ³ /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V (m/s)	rQ (Q/Qps)	rV	rH	H calculée (mm)	Q Ps (m ³ /s)	VPs (m/s)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)
R16 - R17	0.537	783	CAP-800	0.40	1.07	0.94	1.14	0.77	617	0.570	1.13	1.29	0.62
R17 - R18	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62
R18 - R19	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62
R19 - R20	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62
R20 - R21	0.564	797	CAP-800	0.40	1.12	0.99	1.14	0.81	649	0.570	1.13	1.29	0.62

FIGURE IV-3 : tableaux récapitulatifs.

IV-3 Principe de conception d'un système d'assainissement :

(le groupe de travail « Révision de l'Instruction technique 77/284 », 2017)

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

« Qps » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

IV-4 Mode de dimensionnement des canalisations :

• 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 :

$$Q = v \times S_m$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m³/s).
- S_m : section mouillée (m²).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

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

$$V = C \times \sqrt{R_h * I}$$

Avec :

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

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

IV-5 Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K * R_h^{\frac{1}{6}}$$

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 :

$$V = K * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} * S_m$$

Procédé de calcul :

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

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.2 * Q}{K * \sqrt{I}} \right]^{3/8}$$

Avec

- D_{cal} (m) ; Q (m³ /s) ; I (m/m)

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

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (1) : Pour un rayon hydraulique. $R_h = D_N / 4$ on a :

$$V_{ps} = K * \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} * I^{1/2}$$

Avec :

- V_{ps} (m/s) ; D_N (m) ; I (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * D_N^2}{4}$$

Avec :

- Q_{ps} (m³/s) ; V_{ps} (m/s) ; D_N (m).

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_v * V_{ps}$$

Avec :

V_{ps} : vitesse à plein section

r_v : le rapport des vitesses

$$r_v = \frac{V}{V_{ps}}$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_h * D_N$$

Avec :

r_h : Le rapport des hauteurs

$$r_h = \frac{H}{D}$$

IV-6 Formule de BAZIN :

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}}$$

- γ : un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

IV-7 Ouvrages annexes (Maamar, 2020)

Les ouvrages annexes correspondent aux constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

IV-7.1 Les ouvrages de branchements au réseau

Les branchements particuliers sous domaine public permettent l'acheminement des eaux usées domestiques, des eaux pluviales ou des eaux industrielles provenant d'une source privée vers un collecteur public. Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte en respectant les règles du règlement sanitaire départemental et du règlement du service de l'assainissement de la collectivité. Un branchement particulier, comme l'illustre la figure suivante, comporte trois parties essentielles :

IV-7.1.1 Regard de façade (boîte de branchement) :

Est un ouvrage en béton armé qui doit être déposé en bordure de trottoir sur la façade de la propriété à raccorder pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.

IV-7.1.2 Canalisations de branchement :

Sont utilisées pour raccorder les regards de façade aux réseaux publics. Elles sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

IV-7.1.3 Dispositifs de raccordement au réseau :

Permettent le raccordement direct des branchements sur les conduites. Ils sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

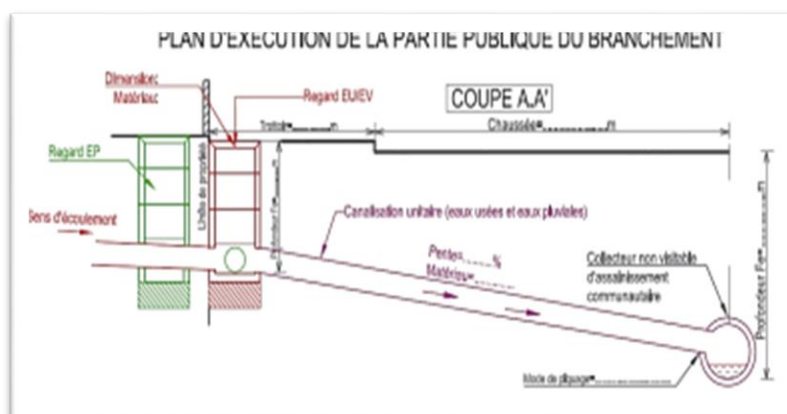


FIGURE IV-4 : plan d'exécution de la partie publique de branchement

IV-8 Ouvrages de collecte en surface

IV-8.1 Bouche d'égout à accès par le dessus (à grille) :

Ce sont des ouvrages d'engouffrement des eaux pluviales, constitués d'une fosse de section carrée en béton. D'une grille concave à cadre carré en fonte ductile.



FIGURE IV-5 : BOUCHE D'EGOUT A GRILLE

IV-8.2 Bouche d'égout à accès latéral (à avaloir) :

Ce sont des ouvrages d'engouffrement à avaloir, constitués d'une fosse de section carrée en béton, d'un tampon en fonte ductile et cadre carré avec trou de 12 mm et système de verrouillage.



FIGURE IV-6 : Bouche d'égout à avaloir.

IV-9 Ouvrages de collecte et de transport

IV-9.1 Fossés :

Ces ouvrages sont destinés, en général, à la collecte et le transport des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

IV-9.2 Gargouille :

Ce sont des conduites à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas de réseau de collecte d'eaux pluviales à proximité immédiate.

IV-9.3 Caniveaux :

Ce sont des accessoires de la voirie, destinés à la collecte d'eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et les trottoirs. Et au transport de ces eaux d'égouts.

IV-10 Les ouvrages d'accès au réseau

IV-10.1 . Regards :

Les regards sont des ouvrages constitués par un puits vertical surmonté d'un couvercle mobile. Son rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour le curage, de plus ils assurent la ventilation des égouts. Ils sont installés à chaque:

- Jonction de canalisation ou jonction de réseau ;
- Changement de diamètre ;
- Changement de direction ;
- Changement de pente ;
- 60 mètres pour les diamètres 500 et 600mm;
- 50 mètres pour les diamètres 800 et 1000mm;
- Accès à des ouvrages spéciaux.

IV-10.1.1 Regard en tête :

Il est impératif que le réseau d'assainissement début par un regard qu'on appelle regard de tête, qui sert à :

- Un éventuel curage mécanique ;
- Un éventuel branchement.

IV-10.1.2 Regard de jonction :

Il est prévu dans le but de joindre plusieurs conduites quelques soient leurs diamètres.

IV-10.1.3 Regard de visite :

Il convient de prévoir des regards de visite à des distances assez rapprochées pour pouvoir accéder à l'entretien régulier des canalisations et assurer une ventilation au réseau.

Dimensionnement de réseau d'eau pluvial (tableaux IV-1 à IV-4)

IV-11 Conclusion

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

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

Le réseau comporte quatre (04) points de rejets vers un système de collecte qui va les transporter vers le bassin de stockage.

GESTION DES EAUX PLUVIALES

V-1 Introduction

Au cours de changement climatique surtout dans la sécheresse la bonne gestion et nécessaire pour bien évacuer l'eau de pluie pour éviter l'inondation d'un coté et de réutiliser.

Le problème posé dans le Quartier « L'incapacité de chaiba » nous pousse a cherché et trouvé une solution pour protéger la zone contre l'inondation.

Le bassin de stockage est une solution efficace, Ils sont destinés à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire d'un coté.

Et de l'autre coté la possibilité de réutilisation des eaux stocké vers l'agriculture.

V-2 Débit totaux des rejets

Après dimensionnement des quatre rejets pour connaitre le débit totaux il faut collecter les rejets vers un seul rejet. Pour cela un canal rectangulaire permet d'évacuer cette quantité.

Les caniveaux sont des équipements qui doivent permettre :

- la collecte des eaux de surface, y compris quand le ruissellement est fort.
- le non collecte des déchets.
- le non bouchage par des feuilles.

On appelle canal rectangulaire ou canal de décharge.

V-2.1 Dimensionnement de canal de décharge :

Le canal rectangulaire a surface libre

Selon STRICKLER :

$$Q = K * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{0.5} * S$$

Avec :

Q : Débits totale

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} = \frac{L * H}{L + 2H}$$

I : La pente de fond De canal

S : la surface = L * H

L : La longueur entre première et dernière rejet

H : la hauteur

K : Coefficient de rugosité = 75 (pour béton lisse)

Tableaux V-1 : les valeurs de coefficient de rugosité pour différent nature de paroi

Nature des parois	Valeur de K en m ^{1/3} /s
Béton lisse	75
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

V-3 Gestion des eaux pluviales : (BOUCHER, Isabelle 2010)

D'après les débits des rejets nous avons remarqué une augmentation de volume ruisseler a cause de le manque des espaces verts et l'augmentation des espaces imperméables (goudrons, béton...) provoque l'équilibrage de cycle naturel.

Le cycle naturel de l'eau est basé sur un équilibre dans lequel l'eau de pluie ruisselle jusqu'aux cours d'eaux, s'infiltré dans le sol, s'évapore ou est absorbée par les végétaux. L'urbanisation de plus en plus importante des villes, l'augmentation des surfaces imperméables et la diminution du nombre d'espaces verts perturbent ce cycle par une accélération de la vitesse des eaux de ruissellement, une augmentation des pics d'écoulement et une sous-alimentaire des nappes phréatiques, ce qui augmente le risque d'inondation et d'engorgement des réseaux et des stations d'épuration. La gestion de l'eau en sites urbains vise conjointement trois objectifs :

Limiter les risques d'inondation

Limiter les risques de pollution

Intégrer la gestion des eaux pluviales dans l'aménagement.

V-3.1 Les mesures de gestion durable des eaux de pluies

- Contrôle à la source : les mesures qui s'appliquent à la source, c'est-à-dire à l'endroit où sont captées les eaux de ruissellement
- Contrôle en réseau : les mesures de gestion des eaux de ruissellement en réseau, qui s'intègrent par exemple à la trame de rue.
- Contrôle à l'aval : les mesures qui s'appliquent en aval du quartier ; elles reçoivent les eaux de ruissellement que les mesures de contrôle à la source et le contrôle en réseau ne sont pas parvenus à traiter et infiltrer.

V-3.1.1 Le jardin de pluie

Aussi appelé « aire de bio rétention », le jardin de pluie consiste en une légère dépression dans laquelle sont acheminées les eaux de ruissellement des toitures et des aires pavées. Le jardin de pluie contribue à réduire la quantité d'eau de ruissellement, il participe à la filtration des eaux, favorise l'infiltration de l'eau dans le sol et contribue ainsi à la recharge de la nappe d'eau souterraine.



FIG V-1 : jardin de pluie dans un quartier

V-3.1.2 La citerne d'eau de pluie

La citerne d'eau de pluie, aussi appelée collecteur d'eau de pluie ou baril, recueille les eaux de pluie des toitures des bâtiments par l'intermédiaire des gouttières.

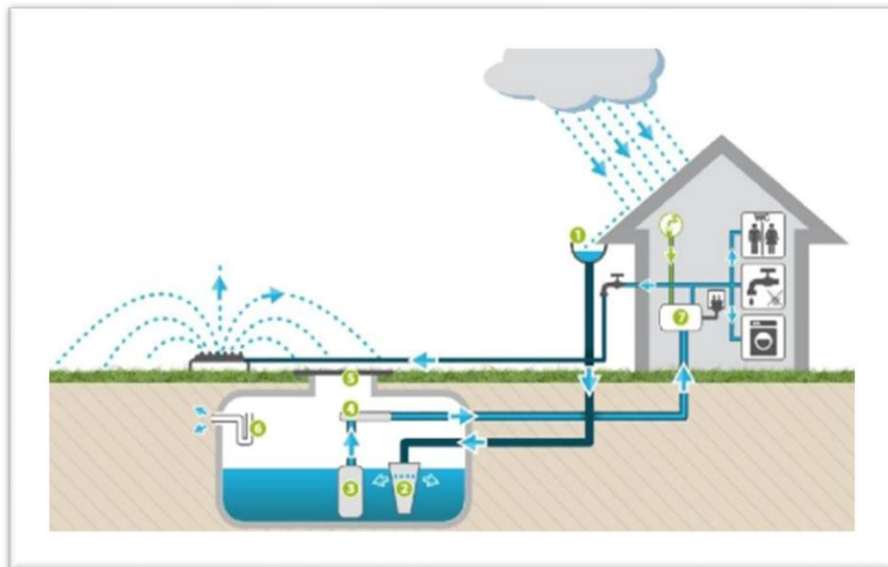


FIGURE V-2 : cuve de rétention souterraine

V-3.1.3 Le pavage perméable

L'eau de pluie qui tombe sur un pavage perméable passe à travers le revêtement et s'infiltré dans le sol. Ce type de mesure réduit la quantité d'eau de ruissellement.

Parmi les pavages perméables, on distingue le béton poreux, les pavés poreux et les mailles de plastique.



FIGURE V-3 : parking perméable



FIGURE V-4 : pavage en maille en plastique.

Ce sont des solutions en amont et concernant l'aval les bassins des retentions

V-4 Bassin de rétention (jean VUATHIERV 2017)

Un bassin de rétention des eaux pluviales est une zone de stockage des eaux pluviales, enterrée ou à ciel ouvert. Trois grandes fonctions peuvent être distinguées :

Les bassins destinés à récupérer les eaux pluviales polluées issues de surfaces non-absorbantes créées pour les besoins d'aménagement humains. Ces dernières peuvent prendre de multiples formes comme les toitures d'immeubles ou de hangars, voiries et parkings, plates-formes de stockage...

Les bassins destinés à provisoirement stocker de l'eau pour éviter des inondations en aval dans le bassin versant ; cette eau peut être peu à peu infiltrée vers la nappe ou lentement libérée en période d'étiage. Une zone tampon peut permettre de gérer les fluctuations dans l'apport des eaux de pluie issu de ces surfaces, afin de les restituer d'une manière homogène dans le milieu.

La possibilité de stocké et fixé certain débit et destiné vers l'agriculture.

V-5 Dispositif de l'ouvrage de stockage

Le bassin contient orifice calibré de régulation du débit et une surverse de sécurité

V-5.1 orifice calibré de régulation

Implanté en sortie de bassin, le régulateur de débit a pour fonction de réduire et calibrer le débit lors d'épisodes pluvieux, et l'évacuer soit en milieu naturel, soit dans les réseaux d'eaux pluviales en zone urbaine. Il permet d'assurer la fermeture du bassin en cas de pollution accidentelle et d'évacuer le trop plein du bassin si nécessaire.

V-5.2 Surverse de sécurité

Les ouvrages de rétention doivent être munis d'une surverse de sécurité pour permettre le transit du débit généré par le plus fort événement pluvieux pris en compte (au minimum celui de la période de retour du dimensionnement du dispositif). Une période de retour centennale est à retenir pour les bassins de rétention en remblai. Le dimensionnement hydraulique de l'ouvrage de surverse est à effectuer avec une formule hydraulique adaptée à la configuration de l'ouvrage.

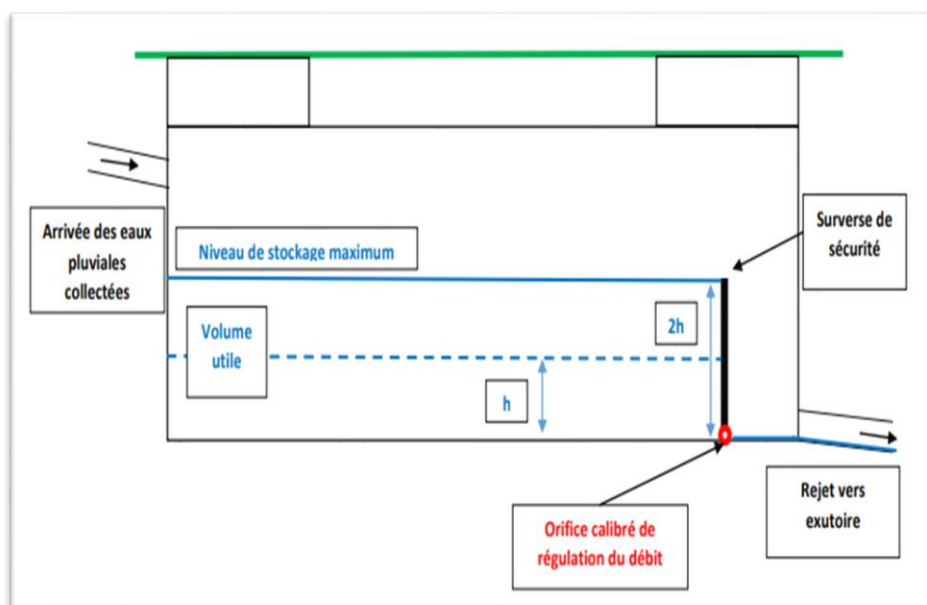


FIGURE V-5 : Schéma de principe hydraulique d'un dispositif de rétention-restitution

V-6 dimensionnement des dispositifs

Un dispositif de rétention-restitution mettre en place. Le volume de rétention du dispositif de rétention-restitution sera dimensionné pour la période de retour des pluies, Le dimensionnement du volume de rétention-restitution sera effectué avec la méthode des pluies ou méthode de volume.

V-7 Méthodes de calculs (VALLET, B.2011)

V-7.1 Méthode des pluies :

Le principe de la Méthode des Pluies est rappelé ci-dessous. La hauteur de précipitation H_p (en mm) est donnée par la formule :

$$H_p = I \text{ (mm/h)} * t \text{ (h)}$$

Avec :

H_p : hauteur de précipitation (mm), a et b : sont des coefficients de Montana pour la période de retour donnée, t : la durée de la pluie en min

- ✓ La hauteur d'eau évacuée H_e (en mm) est donnée par la formule suivante :

$$H_e \text{ (en mm)} = 1000 * (Q_{\text{fuite}} * \text{durée de précipitation}) / (S * C_a)$$

Avec :

H_e : hauteur d'eau évacué par le dispositif de rétention-restitution (mm)

Q_{fuite} : débit de fuite (m^3 / s)

S : surface du bassin versant repris sur le dispositif (m^2)

C_a : coefficient d'apport du bassin versant (valeur entre 0 et 1) Durée de précipitation (s)

- ✓ La hauteur d'eau à stocker (H_s) correspond à la différence entre la hauteur d'eau de précipitation (H_p) et la hauteur d'eau évacuée (H_e). Elle est donnée par la formule :

$$H_s = H_p - H_e$$

H_s : hauteur de précipitation à stocker (mm) H_p : hauteur de précipitation (mm)

H_e : hauteur d'eau évacué par le dispositif de rétention-restitution (mm)

- ✓ Le volume de stockage V_a (m^3) correspond donc à la surface (S en m^2) multipliée par le coefficient d'apport (C_a) et multipliée par la hauteur d'eau à stocker (H_s en m). Il est donné par la formule :

$$V_a = S * C_a * H_s / 1000$$

Va : Volume de stockage brut (m3)

S : surface du bassin versant repris sur le dispositif (m2)

Ca : coefficient d'apport du bassin versant (valeur entre 0 et 1)

Hs : hauteur de précipitation à stocker (mm).

Un coefficient multiplicatif est utilisé pour calculer le volume final compte tenu de l'approximation sur la valeur constante du débit de fuite :

$$V_s = 1,2 * V_a$$

Va : Volume de stockage brut (m3).

Vs : Volume de stockage net (m3).

V-7.2 Méthode des volumes :

On utilise les coefficients de Montana

En posant : Q = le débit de fuite admissible à l'aval m3 /s,

Sa = la superficie active (Sa = A x Ca) en hectares.

$$q = \frac{360 Q}{S_a}$$

Sur l'abaque correspondant à la région et sur la courbe de période de retour choisie, il résulte en ordonnée la valeur "ha" (mm) de la capacité spécifique de stockage, puis la capacité totale de rétention "V" par la formule suivante :

$$V (m^3) = 10 * ha * S_a$$

(Ha en mm et Sa en hectares).

Le dimensionnement fait à l'aide de courbe IDF (Tableau II-9) dans l'étude hydrologique pour une période de retour 20ans.

La méthode de calcul c'est méthode de pluie.

Tableau V-1 : les hauteurs de pluie en fonction de temps.

I (mm/h)	T(h)	H _p (mm)	H _e
0,25	72,76	18,19	3,17
0,5	47,01	23,505	6,35
0,75	36,42	27,315	9,52
1	30,38	30,38	12,70
2	19,63	39,26	25,41
3	15,21	45,63	38,11
4	12,68	50,72	50,82

Avec :

I : intensité moyenne en mm/h de période de retour égale à 20ans

T : le temps en heure

H_p : Hauteur de pluie en mm

H_e : hauteur d'eau évacué calculé en fonction de débit de fuit fixé à $3\text{m}^3/\text{s}$ et la surface active égale à surface total de la zone * coefficient d'apport de ruissellement.

Sachant que $S=170\text{ha}$ et C_a (coefficient d'apport de ruissellement =0.5)

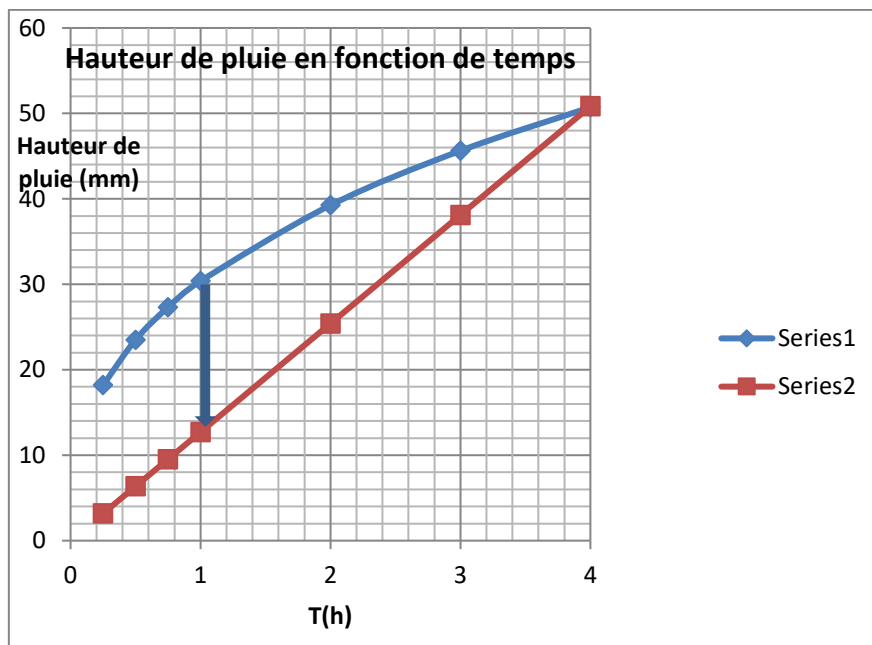


FIGURE V-6 : courbe des hauteurs de la pluie

L'écarte plus large entre courbe d'hauteur de pluie et la courbe d'hauteur de pluie évacué présenté la hauteur de pluie de stockage.

$$H_s = 30 - 12 = 18\text{mm}$$

Le volume d'eau stocké égale alors :

$$V_a = S * C_a * H_s / 1000$$

$$V_a = 1700000 * 0.5 * 18 / 1000$$

$$V_a = 15300 \text{ m}^3$$

Le volume net de stockage égale à :

$$V_s = V_a * 1.2 = 18360\text{m}^3$$

⇒ Concernant notre projet l'implantation de bassin ce fait en exutoire de notre zone par bassin de stockage de 20000m^3

- Le principe est simple un canal rectangulaire collecte les eaux des rejets
- une vidange directe sur le bassin de stockage
- régulateur de débit pour évacuer un débit de $3\text{m}^3/\text{s}$ vers « chaaba »
- station de pompage pour dirigé les eaux vers l'agriculture si le volume est très élevé

V-8 Réutilisation des eaux pluviales :

Au cours de cette crise d'eau, et en parallèle l'augmentation de la consommation d'eau potable à cause de l'augmentation de population.

C'est pour cette raison la réutilisation des eaux pluviale devra une solution obligatoire et efficace avec simple technique

Dans le quartier A le problème d'évacuation nécessite un bassin de rétention. Donc c'est une occasion pour réutiliser dans le domaine agriculture sachant que la zone d'étude c'est « une zone agricole »

V-9 Conclusion

Dans ce chapitre ; nous avons donné un aperçu général sur la gestion des eaux pluviales et la définition de bassin de stockage qui est la solution plus efficace pour résoudre le problème liée à la cité de 10000 logement « non résistance de chaaba à débits rejeter »

Conclusion générale

En conclusion, nous pouvons dire que dans ce mémoire, nous avons conçu un système d'évacuation des eaux pluviales de la zone (la cité 10000 logements de la nouvelle ville de Bouinan)

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 177.5 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

Ensuite, nous avons donné la définition de réseau séparatif ses avantages et ses inconvénient, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées évacuées vers la station d'épuration et les eaux pluviales vers le cours d'eau.

Concernant le dimensionnement de réseaux des eaux pluviales le calcul fait à l'aide de « COVADIS » c'est le rôle de l'intelligence artificielle pour gagner le temps et des valeurs précis.

L'évacuation des eaux pluviales et la bonne gestion étape très important pour gérer les extrêmes climatiques, nous avons parlé sur la gestion des eaux pluviales en dernière lieu et nous avons proposé la réalisation d'un bassin de stockage de capacité de 20000m³ à l'exutoire pour gérer la capacité de « chaaba » par régulateur de débit.

Bibliographie

ANRH. (2021). document de l'agence national de ressources hydrique . blida.

B.R.E.P. (2015). PLAN D'AMENAGEMENT etude d'impact. blida.

BERLAND, j. M. (2014). Assainissement des agglomération . (article)

BOUKARY, S. (2018, 12 8). Traitement des eaux usées industrielles par des procédés membranaires sous climat sahélien : cas des eaux usées de brasserie au burkina faso. Laboratoire Eaux Hydro-Systèmes et Agriculture (LEHSA), 2iE Institut Européen des Membranes (IEM), UM.

CALLEAU, o. s. (2021, 06 22). Récupéré sur statisticien : <https://statisticien.fr/>

détermination du coefficient de ruissellement des solutions O2D. (2018, 06 28). Récupéré sur o2d-environnement: <https://www.o2d-environnement.com/>

DRE. (2021). document de direction de ressources en eaux. blida.

le groupe de travail « Révision de l’Instruction technique 77/284 ». (2017). Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collect des eaux usée . la commission Assainissement de l’Astee.

MOKADEM Maamar, . (2020). Assainissement urbain. 82 pages

ONM. (s.d.).document de organisation national de metrologie

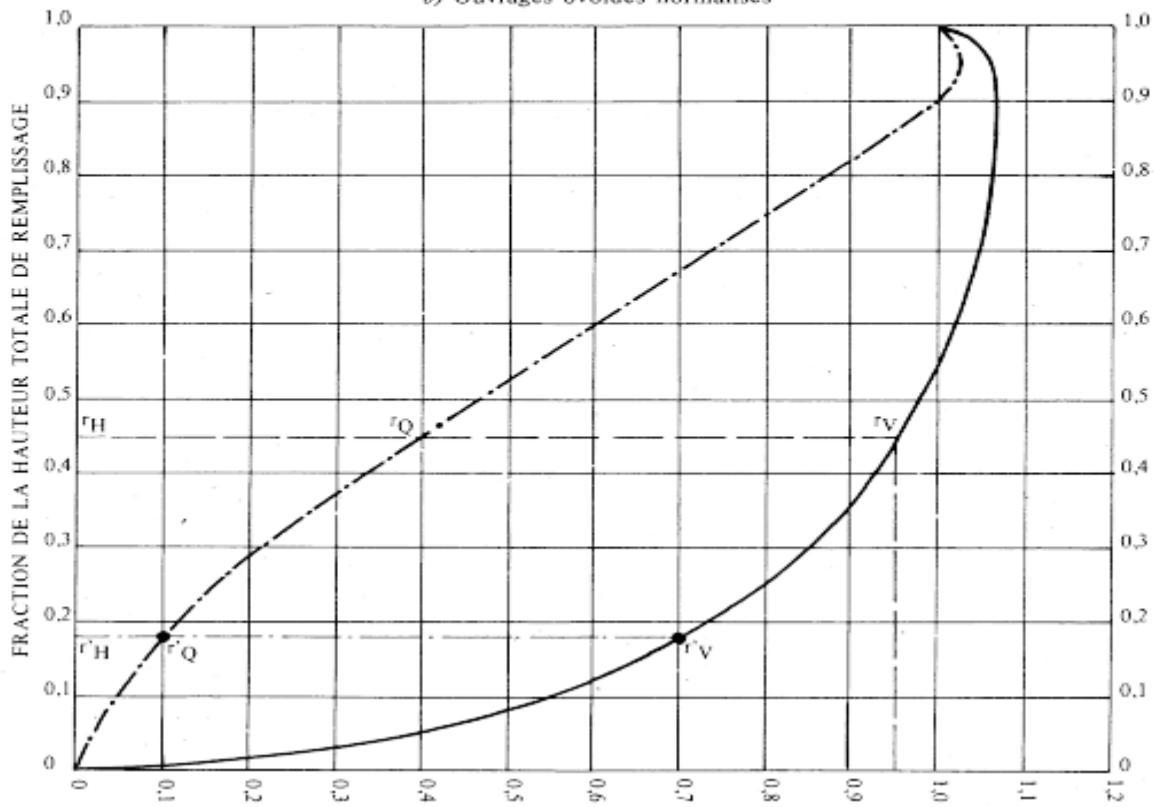
SELMI, M. s. et SATIN.M (1999). Guide technique de l'assainissement 3em édition .785pages

Vallet, B. 2011. Modélisation d'un bassin d'orage en vue de l'amélioration de la qualité des rivières par la gestion en temps réel. Thesis (PhD). Civil Engineering and Water Engineering

VUATHIE jean (2017) conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usée 275pages

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires

