

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**Protection contre les inondations du pôle universitaire de
Tipaza (W. Tipaza)**

PRESENTÉ PAR :

OUNZAIN NESRINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r D. KAHLERRAS	M.C.B	Président
M ^r A. HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M ^{me} L. KADI	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Promoteur

Session Septembre- 2017

Dédicaces:

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

Â mes chers parents en témoignage de leurs affections, leurs sacrifices et de leurs précieux conseils et encouragements ;

Â mon cher frère à qui je souhaite tout le succès ;

Â ma très chère grand-mère pour son soutien ;

Â tous mes oncles, tantes, cousins et cousines ainsi que toute ma famille ;

Â tous mes amis qui m'ont aidé et soutenu tout au long de mon parcours ;

Â la mémoire des étudiants de l'EPST Oran

Et aussi à toute ma promotion 2017.

Remerciements :

Au terme de ce modeste travail je tiens à remercier mon encadreur Monsieur A. AMMARI pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'aide et l'orientation qu'il m'a attribué.

Je remercie également tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Un remerciement particulier à mon oncle MOHAMED pour son aide précieux.

Je tiens à remercier également :

Mes collègues pour leurs aides et leurs soutiens.

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ملخص:

تعتبر مسألة الأخطار الطبيعية وعلى وجه التحديد خطر الفيضانات مسألة شائكة في الجزائر وفي جميع أنحاء العالم، ولا سيما في ضوء زيادة تردد خسائر الفيضانات، وإدارة هذه المخاطر أصبح أكثر من الضروري إشراك جميع الأطراف المعنية لتحديد المناطق التي يتعين حمايتها بالطرق الهندسية المتاحة لتخفيف الأضرار البشرية والمادية الناجمة عن هذه الظاهرة.

في عملنا هذا قمنا بدراسة من أجل حماية القطب الجامعي لمدينة تيبازة ضد الفيضانات، التي تتكرر في كل موسم و تعيق الحركة بشكل جزئي في القطب الجامعي زيادة على الخسائر المسجلة.

دراستنا هذه تتضمن أساسا ثلاثة أجزاء هي :

أولا : دراسة طبوغرافية للقطب الجامعي من أجل تحديد المناطق المغمورة.

ثانيا: قمنا بتشخيص منشآت الحماية الموجودة.

وأخيرا قمنا بتخطيط الورشة لإنجاز المشروع مع كافة المنشآت الأساسية والثانوية فتحصلنا على مشروع قابل للإنجاز وملئم لحماية القطب من الفيضانات و ذلك بعد اجراء محاكاة حسابية للجريان من اول الشبكة حتى المنفذ البحري.

كلمات مفتاحية: فيضانات، عاصفة مياه الأمطار، حماية القطب الجامعي، تيبازة.

Résumé :

La problématique des risques naturels et plus particulièrement du risque d'inondation est un sujet d'actualité en Algérie et à travers le monde, notamment au regard des dernières grandes crues catastrophiques. La gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit impliquer tous les acteurs concernés afin d'identifier les enjeux à protéger, les moyens disponibles et alternatives possibles pour atténuer les dégâts humains et matériels provoqués par ce phénomène. Le présent travail consiste en l'étude de protection du pôle universitaire de Tipaza contre les inondations. Cette étude va porter sur trois parties séquentielles et complémentaires. En premier lieu, l'analyse des données topographiques du site pour localiser les zones critiques et mettre en relief les points noirs. Dans un second lieu, le diagnostic qui vise à relever les anomalies et les contraintes imposées sur site, mais aussi le dimensionnement des collecteurs et la sélection de la variante retenue pour l'aménagement. Finalement, la troisième partie consiste à organiser le chantier pour la réalisation du projet. On obtient ainsi un projet réalisable et adéquat pour la protection contre les inondations.

Mots clés : Inondations, orage, eaux pluviales, protection, pôle universitaire, Tipaza.

Abstract:

The issue of natural hazards and specifically the risk of flooding is an important issue in Algeria, and also around the world, particularly in view of the last so great catastrophic floods. Managing this risk is becoming more necessary, that must involve all stakeholders to identify the issues to be protected by available and possible engineering structures to protect the human and material damages caused. This work concerns the protection of the University campus of Tipaza against flooding. Our study will relate primarily three sequential and complementary parts. Initially, we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black areas. In a second place, we diagnose all the system to rise up anomalies and the constraints imposed on site, to select alternative protection ways. The latter being made, we pass to the third part which consists of organization of construction site for the realization of our project with its works, principal and appendices.

Keywords: Flood, Flooding, Rainwaters, Protection, University campus, Tipaza.

Table des matières :

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralité sur les inondations

I.1. Genèse des crues et des inondations	2
I.2. Risque d'inondations :	2
I.2.1. Risques majeurs - inondations.....	2
I.2.2. Connaissance de l'aléa « inondation »	3
I.3. Paramètres fondamentaux du cours d'eau	4
I.4. Types d'inondations	7
I.4.1. Inondations des plaines	7
I.4.2. Ruissellement pluvial (rapide)	8
I.4.3. Remontées des nappes	9
I.4.4. Rupture d'une digue	9
I.4.5. Crues torrentielles	10
I.4.6. Inondations marines	10
I.5. Les inondations en Algérie :	10
I.6. Les moyens de protection contre les inondations :	12
I.6.1. Protections directes	12
I.6.2. Protection indirectes	12
Conclusion :.....	12

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

II.1. Situation géographique :	13
II.2. Situation climatique :.....	16
II.3. Hydrographie de la zone d'étude:.....	17
II.4. Géologie :	18
II.4.1. Géologie régional.....	18
II.5 Description du bassin versant du pôle universitaire de Tipaza :	19
II.5.1. Généralité	19
II.5.2.Caractéristiques des sous bassins du pôle universitaire de Tipaza	19

II.6. Description des Talwegs traversant le pôle universitaire :	22
II.7. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	23
II.7.1 Paramètres de forme	23
II.7.2. Paramètres de relief :	25
II.8. Le réseau d'écoulement :	28
II.8.1. Densité de drainage :	28
II.8.2. Pente moyenne du cours d'eau principal :	28
II.8.3. Calcul du temps de concentration :	29
II.8.4. Vitesse moyenne de ruissellement :	30
Conclusion	31

Chapitre III: Calcul hydrologique

III.1. Les averses :	32
III.2. Choix de la période de retour	32
III.3. Déterminations de l'intensité moyenne de précipitation	32
III.3.1. Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement	33
III.3.1.1. Analyse des données statistiques	33
III.3.1.2 Vérification de l'homogénéité de la série	35
III.3.2 Choix de la loi d'ajustement	37
III.3.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	37
III.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale)	42
III.3.2.3. Comparaison entre les deux lois d'ajustement	46
III.3.3 Calcul de l'intensité de pluie de courte durée	47
III.4. Evaluation des apports solides	51
III.5. Etude de crues et différents paramètres	52
III.5.1. Les différents types de crues	52
III.5.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues	53
III.5.3 Application sur les bassins versants	54
III.5.3.1. Formule de Mallet – Gauthier	54
III.5.3.2. Formule de Turazza	55
III.5.3.3. Formule de Sokolovsky	56

III.5.4. Hydro grammes des crues.....	63
Conclusion.....	66

Chapitre IV : Estimation des débits pluviaux

IV.1 Méthode rationnelle.	67
IV.2 Méthode Superficielle (modèle de CAQUOT) :	69
IV.3. Choix de la méthode de calcul :	70
IV.4. Application de la méthode rationnelle pour la zone d'étude :	70
IV.4.1. Application de la méthode rationnelle sur les sous bassins du pole universitaire :	70
IV.4.2. Détermination des débits de ruissellement des sous bassins du pole universitaire de Tipaza :	73
Conclusion :	75

Chapitre V : Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagements existants

V.1. Diagnostic physique :	76
V.1.1. Description globale du réseau d'assainissement existant de la zone d'étude	76
V.1.2. Présentation du réseau d'évacuation actuel au niveau du pôle universitaire.....	77
V. 1.2.1. Réseau Ouest	77
V. 1.2.2. Réseau Est	78
V.1.3. Etat du réseau d'évacuation.....	78
V.1.4. Problématique de la zone d'étude.....	81
V.2. Diagnostic hydraulique.....	83
V.2.1. Vérification de la capacité des collecteurs composant le réseau d'assainissement du pole universitaire	83
V.2.2. Vérification de la capacité du collecteur principale « A » situé le long du boulevard externe	83
V.2.3. Vérification de la capacité des collecteurs principaux et de la galerie existante.....	84
Conclusion	86

Chapitre VI : Calcul hydraulique et dimensionnement des ouvrages

VI.1. Dimensionnement du réseau d'évacuation d'eau pluvial	87
VI.1.2. Les conditions de l'écoulement uniforme	87
VI.1.3. Les formules principales de calcul	87
VI.1.4. Mode de calcul	88
VI.1.5. Dimensionnement des collecteurs du réseau interne du pole universitaire	91
VI.1.6. Paramètres hydrauliques	91
VI.1.7. Dimensionnement des collecteurs principaux de la zone d'étude	92
VI.2. Présentation des variantes d'aménagement	94
VI.3. Dimensionnement des aménagements des variantes proposées	95
VI.3.1. Le choix de la section de meilleure conductivité	95
VI.3.2. Calculs du rayon hydraulique maximal	95
VI.3.3. Calcul de la profondeur normale h_n	96
VI.3.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr}	96
VI.3.5. Calcul de la pente critique	96
VI.3.6. Dimensionnement des ouvrages spéciaux	104
VI.3.6.1. Déversoirs d'orage	104
VI.3.6.2. Dimensionnement du déversoir d'orage	105
VI.3.6.3. Bassins de retenue d'eau pluviale	107
VI.3.6.4. Dimensionnement du bassin de rétention	107
Conclusion	113

Chapitre VII : Management de projet

VII.1. Devis quantitatif et estimatif	114
VII.2. Détermination des différents volumes	114
VII.3. Choix de la variante	120

VII.4. Planification des travaux	120
VII.4.1.Définition.....	120
VII.4.2.Techniques de la planification	120
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau	120
VII.4.2.1.1. Différentes méthodes basées sur le réseau	121
VII.4.2.2. Méthodes basées sur le graphique.....	122
VII.4.2.2.1-Méthode linéaire (ligne of balance technique)	122
VI.4.2.2.2 -Méthode à barres	122
VII.4.3-Les étapes de la planification	122
VII.4.4-Choix de la méthode de calcul	122
VII.4.4.1-Les paramètres de la méthode C.P.M	123
VII.4.4.2-Le chemin critique (C.C)	123
VII.4.4.3.Attribution des durées de chaque opération	124
VII.4.4.4-Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	124
VII.4.4.5- Détermination des chemins critiques	126
Conclusion.....	127
Conclusion générale.....	128
Références bibliographiques.....	129
Annexes.....	130

Liste des Figures :

Figure I.1 : complexité d'aléa et de vulnérabilité	4
Figure I.2 : Lit mineur d'un cours d'eau	5
Figure I.3 : Lit moyen d'un cours d'eau	5
Figure I.4 : Lit majeur d'un cours d'eau	6
Figure I.5 : Inondation de plaine.....	7
Figure I.6 :Inondation par ruissellement pluvial.....	8
Figure I.7 :Inondation par remontée de la nappe	9
Figure II.1 .Situation géographique du pole universitaire de Tipaza.....	14
Figure II.2 .Situation géographique de la commune de Tipaza	15
Figure II.3 .Carte hydrographique du bassin côtier algérois.....	18
Figure II.4 . Carte Géologique de la zone d'étude	19
Figure II.5 .Bassin versant du pôle universitaire de Tipaza.....	20
Figure II.6 .Sous bassin versant du pôle universitaire de Tipaza.....	22
Figure II.7 .Talwegs traversant le pôle universitaire de Tipaza	23
Figure II.8 . Courbe Hypsométrique	26
Figure III-1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	41
Figure III-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	45
Figure III.3 .Comparaison entre la loi de Gumbel et Galton (graphiquement)	46
Figure III-4 Courbe Intensité-Durée-Fréquence pour une période de retour de 10ans station HADJOUT.....	50
Figure III.5 .Hydro gramme des crues probables en fonction du temps selon méthode de sokolovsky.....	66
Figure V.1 Réseau d'évacuation existant.....	76
Figure V.2 . Regard colmaté plein de dépôts dans le sous bassin 5	79
Figure V.3 . Regard profond sans échelle dans le sous bassin 7	79
Figure V.4 : Stagnation des eaux.....	80
Figure V.5 : Regard colmaté, plein de dépôts dans le sous bassin 9.....	80

Figure V.6 : les points noirs du pole universitaire de Tipaza.....	81
Figure V.7 : Inondation au niveau de l'administration	82
Figure V.8 : Inondation de la route située à l'intérieur du pole universitaire	82
Figure V.9 : inondation des deux points 3 et 4 (Image Google Earth)	82
Figure VI.1 : courbe fréquentiel de pluie	109
Figure VII.1. Réseau à nœud.....	125

Liste des Tableaux :

Tableau I.1. Habitations construites en zones inondables	11
Tableau II.1 : Détail de la température mensuelle de la zone d'étude.....	16
Tableau II.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie	16
Tableau II.3 : Humidité relative mensuelle de la zone d'étude	17
Tableau II.4 : Evaporation mensuelle de la zone d'étude	17
Tableau II.5 : Paramètres hydrologiques du poste pluviométrique	17
Tableau II.6. Caractéristique des sous bassins versant	21
Tableau II.7. Les paramètres de forme des sous bassin.....	25
Tableau II.8. Répartition en pourcentage des surfaces hypsométriques.....	26
Tableau II.9: Les temps de concentration.....	30
Tableau II.10. Caractéristique morphologique du bassin versant.....	31
Tableau III.1 : Caractéristiques de la série	35
Tableau III.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	40
Tableau III.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	41
Tableau III.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	44
Tableau III.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	45
Tableau III.6. Résultat du test du Khi^2	47
Tableau III.7. Pluies et intensités maximales de t(h) et de T (ans)	49
Tableau III.8 : Les apports solides	51
Tableau III.9. Valeur de coefficient de ruissellement C_r	55
Tableau III.10: valeur de coefficient de ruissellement C_r	57
Tableau III.11: Débits de crues du sous bassin SB01.....	57
Tableau III.12: Débits de crues du sous bassin SB02.....	57
Tableau III.13: Débits de crues du sous bassin SB03.....	58
Tableau III.14: Débits de crues du sous bassin SB04.....	58
Tableau III.15: Débits de crues du sous bassin SB05.....	58
Tableau III.16: Débits de crues du sous bassin SB06.....	59
Tableau III.17: Débits de crues du sous bassin SB07.....	59
Tableau III.18: Débits de crues du sous bassin SB08.....	59
Tableau III.19: Débits de crues du sous bassin SB09.....	60
Tableau III.20: Débits de crues du sous bassin SB10.....	60
Tableau III.21: Débits de crues du sous bassin SB11.....	60
Tableau III.22: Débits de crues du sous bassin SB12.....	61
Tableau III.23: Débits de crues du sous bassin SB13.....	61
Tableau III.24: Débits de crues du sous bassin SB14.....	61
Tableau III.25: Débits de crues du sous bassin SB15.....	62
Tableau III.26: Débits de crues du sous bassin SB16.....	62
Tableau III.27: Débits de crues du sous bassin SB17.....	62

Tableau III.28. Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue.....	64
Tableau III.29. Valeurs des débits de crue en fonction du temps.....	65
Tableau IV.1. Estimation du coefficient de ruissellement.....	71
Tableau IV.2. Estimation des débits pluviaux dans les sous bassins et des bassins équivalent du pôle universitaire de Tipaza.....	72
Tableau IV.3. Estimation des débits pluviaux de la zone d'étude pour une période de retour de 10ans.....	74
Tableau V.1. Vérification de la capacité des collecteurs du pole universitaire.	83
Tableau V.2. Estimation des débits pluviaux du collecteur « A »	84
Tableau V.3. Vérification de la capacité du collecteur « A »	84
Tableau V.4. Vérification de la capacité des collecteurs principaux	85
Tableau V.5. Récapitulatif des collecteurs à changer et ceux à garder	85
Tableau VI.1. Valeurs du coefficient de Manning pour différent matériaux.....	90
Tableau VI.2. Dimensionnement des collecteurs secondaire du pole universitaire de Tipaza	91
Tableau VI.3. Paramètres hydraulique des collecteurs secondaires du pole universitaire de Tipaza.	92
Tableau VI.4. Dimensionnement des collecteurs principaux	93
Tableau V.5: Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	95
Tableau VI.6. Dimensionnement du collecteur du talweg I (variante01).....	97
Tableau VI.7. Dimensionnement du collecteur du talweg II (variante 01)	97
Tableau VI.8. Données de départ.....	98
Tableau VI.9. Détermination de la profondeur normale du canal	98
Tableau VI.10 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal trapézoïdale (talweg III).....	99
Tableau VI.11. Données de départ.....	99
Tableau VI.12. Détermination de la profondeur normale du canal	100
Tableau VI.13 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal rectangulaire (talweg III).....	100
Tableau VI.14. Données de départ.....	101
Tableau VI.15. Détermination de la profondeur normale du canal talweg I	101
Tableau VI.16 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique de canal trapézoïdal (talweg I)	102
Tableau VI.17. Dimensionnement du collecteur Talweg II (variante 02)	103
Tableau VI.18. Caractéristiques des déversoirs d'orage (type frontal).....	107
Tableau VI.19. Dimensionnement du collecteur Talweg III (variante 02).....	112
Tableau VII.1. Volumes des travaux des canalisations projetées variante 01.....	116
Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet variante 01.	116
Tableau VII.3. Volumes des travaux des canalisations projetées variante 02.....	118
Tableau VII.4: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet variante 02	118
Tableau VII.5 : Détermination des chemins critiques	126

Liste des planches :

Planche 1 : Plan du réseau d'assainissement existant

Planche 2 : Carte de délimitation des zones inondables

Planche 3 : Tracé en plan du système projeté

Planche 4 : Profil en long du collecteur Talweg I (Partie1)

Planche 5 : Profil en long du collecteur Talweg I (Partie2)

Introduction générale

Depuis l'aube des temps, l'homme a recherché à s'installer le long des plans d'eau et des rivières. Des civilisations ont prospéré dans les plaines inondables tirant parti des bienfaits qu'apportent les crues. Ils trouvaient dans les cours d'eau une source de nourriture et un moyen de transport ; pour s'installer, suite à une explosion démographique trop exigeante en espace et en nourriture, l'homme a introduit des aménagements parfois inappropriés et mal réfléchis au fonctionnement naturel de ces plaines. Il a donc perturbé le tracé des cours d'eau, par des constructions sur le lit de la rivière et la pratique de certaines activités agricoles non maîtrisées qui concourait à l'accélération des phénomènes d'érosion et disparition du couvert végétal. Ces aménagements et ces pratiques introduits par l'homme ont engendré la naissance d'une nuisance qui n'était pas ressentie par les populations dans le passé, ces nuisances se présentent en un phénomène appelé inondation dont les dommages ont augmenté considérablement dans maints endroits et surtout ces dernières années.

L'Algérie, pour sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels.

En ce qui concerne notre travail, nous avons pris comme zone d'étude le nouveau pôle universitaire de Tipaza. La topographie de cette zone d'étude présente de fortes pentes provoquant l'augmentation de la vitesse des écoulements des eaux pluviales, et le manque d'ouvrages d'évacuation des eaux pluviales engendre des inondations.

Face à ces risques, quels sont les aménagements à prévoir dans la zone d'étude afin d'assurer un bon régime d'écoulement ? Et, comment protéger les infrastructures du pôle universitaire contre les inondations en période d'orage ?

Chapitre I :

Généralité sur les

inondations

Introduction

Les inondations sont des catastrophes naturelles qui touchent tous les pays du globe terrestre. Elles sont engendrées souvent par les débordements des cours d'eau traversant des villes et des agglomérations mais aussi par des débits importants des eaux de surface. L'étude de ce phénomène est nécessaire pour limiter tous les dégâts et réduire l'impact sur les villes inondées.

Le but principal de ce chapitre est de présenter des notions et concepts fondamentaux des risques d'inondations.

I.1. Genèse des crues et des inondations

La notion de crue est liée avec celle d'écoulement rapide d'importantes quantités d'eau, dans les cours d'eau en région naturelle, ou dans les canalisations ou canaux de drainage en zone urbanisée. Les paramètres qui caractérisent une crue sont donc liés à l'écoulement dans le cours d'eau : le débit de pointe, le rapport débit de pointe au débit moyen de la crue, les temps caractéristiques (le temps de montée : entre le début de la crue et le débit de pointe et le temps de base qui signifie la durée totale de la crue) ainsi que le volume de la crue.

On observe les inondations dans la nature lorsque les cours d'eau gonflent, au point de déborder de leurs lits pour envahir des zones généralement de faible altitude ou de faible pente. En zone urbaine, les inondations intéressent le plus souvent les quartiers les plus bas, aux réseaux d'évacuation pluviale mal entretenus, sous dimensionnés, ou de trop faible pente pour évacuer rapidement les quantités d'eau qui leurs parviennent.

L'inondation est caractérisée par une hauteur d'eau maximale atteinte au cours d'un événement dans une zone donnée. (M.MORELL, 1989)

I.2. Risque d'inondations

Le risque d'inondations reste aujourd'hui le risque le plus répandu, faisant le plus de victimes et de dégâts. Il contribue pour 58% dans le nombre des victimes des catastrophes naturelles et pour 31% dans le montant des pertes économiques.

I.2.1. Risques majeurs - inondations

Les types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles :

- **Risques naturels** : avalanche, feu de forêt, inondation, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique ;
- **Risques technologiques** : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
- **Risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses) : sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ;
- **Risques de la vie quotidienne** (accidents domestiques, accidents de la route...) ;
- **Risques liés aux conflits**

L'un des meilleurs moyens de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées à ce risque. Les Plans Généraux de Prévention des Risques d'Inondation (PGPRI) sont parmi les documents définissant les zones inconstructibles et des zones constructibles sous réserves de respecter certaines prescriptions. (BRAVARD. J.P., 1991).

I.2.2. Connaissance de l'aléa « inondation »

a) Aléa

L'aléa semble le terme le plus adéquat pour définir le phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensité donnée (définition du ministère de l'environnement et de développement durable français). Cette définition révèle le caractère hasardeux du risque et le fait différencier de sa définition linguistique qui le présente comme un risque et non pas comme un de ses composantes. Dans notre cas où le risque est l'inondation l'aléa n'est que le phénomène naturel de crue non maîtrisable d'occurrence et d'intensité aléatoires, cette prévision est probabiliste et la détermination de l'intensité et la fréquence de crue est basé sur le traitement stochastique de l'historique des événements où la longueur de la série observée joue un rôle principal sur la validité des prévisions. Néanmoins la notion de période de retour est purement statistique et elle ne correspond qu'à l'appréciation de l'intensité du phénomène en comparaison à d'autres. (CHACHOUA A., 2010)

b) Vulnérabilité

La vulnérabilité est une notion composite. Elle prend en compte divers paramètres géographique et socioéconomique. Plusieurs définitions existent dans la littérature, parmi lesquelles on choisit deux définitions officielles. La définition de MEDD (le Ministère de l'Ecologie et de Développement Durable français) « la vulnérabilité est le niveau des conséquences prévisibles d'un phénomène naturel sur les enjeux », et celle de NOAA (National Océanique and Atmosphérique Administration) « la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas ».

Les enjeux sont les éléments à risque (personnes, biens, activités, patrimoine...) .Ils attribuent à la vulnérabilité une dimension complexe quantitative et qualitative. La notion de vulnérabilité peut être résumée en quatre points :

- La perception sociale de l'aléa ;
- L'aléa et ses conséquences prévisibles sur les enjeux ;
- Les dispositions prises pour limiter l'effet de l'aléa ;
- Les enjeux.

Cette complexité de concepts d'aléa et de vulnérabilité montre sommairement la considération de risque comme un produit de deux facteurs .Celle-ci est limitative, et pour mettre en œuvre une politique de gestion précise et scientifique, on doit décomposer ces deux facteurs en plusieurs éléments afin de déterminer ceux susceptibles d'être maîtrisés pour minimiser le risque. (CHACHOUA A., 2010)

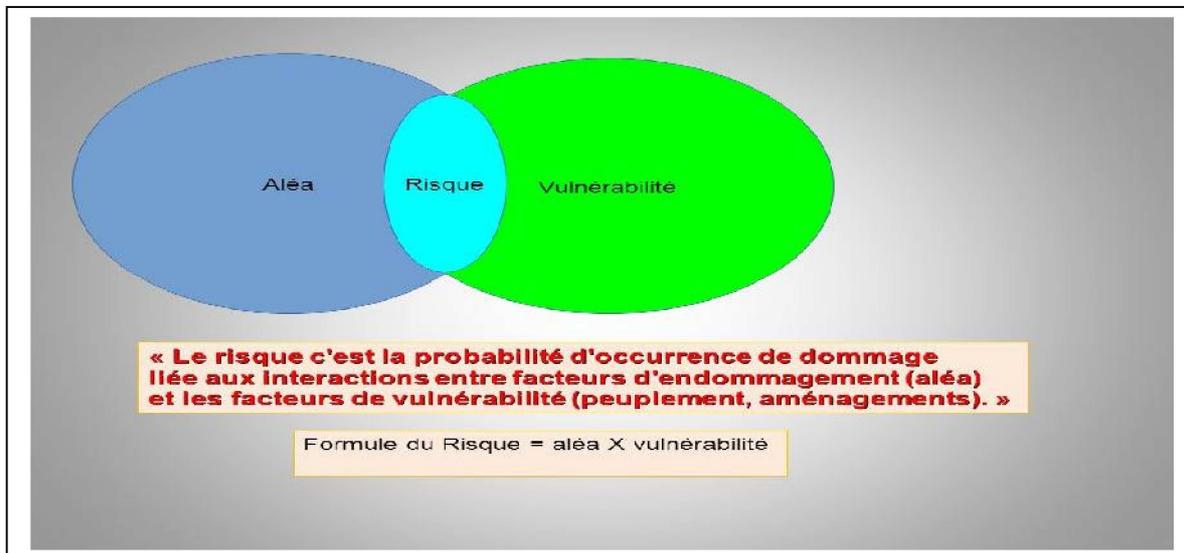


Figure I.1 : complexité d'aléa et de vulnérabilité (MERABET A., 2006)

I.3. Paramètres fondamentaux du cours d'eau

a) Lits du cours d'eau

Le lit d'une rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte. On conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques :

- ❖ **Lit mineur** : Il est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles comprise entre un an à deux ans).

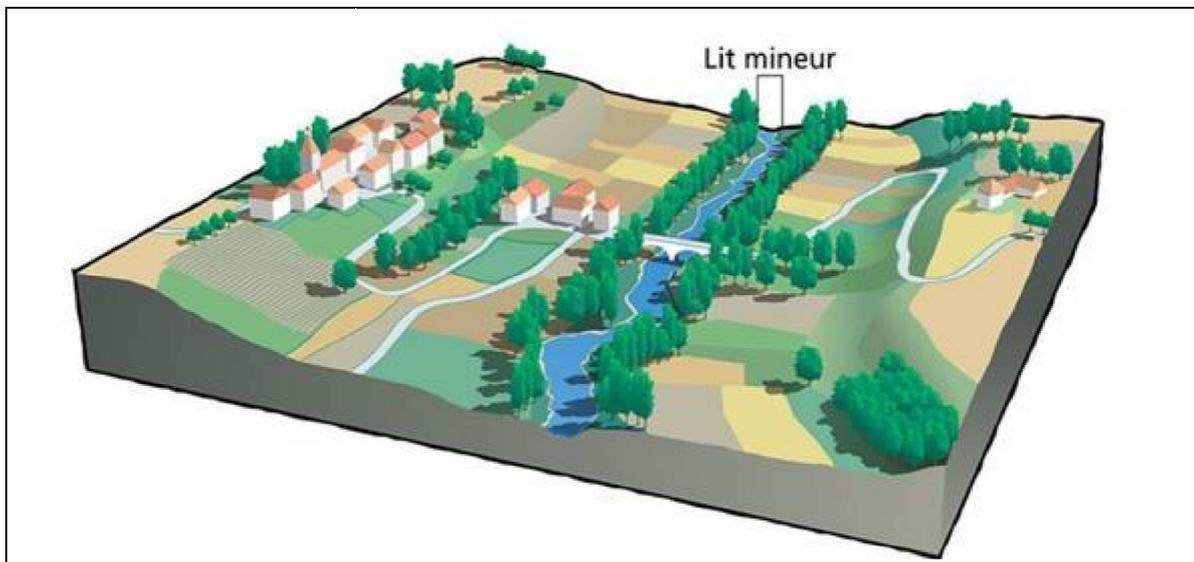


Figure I.2 : Lit mineur d'un cours d'eau (BOUDJERDA M., 2005)

- ❖ **Lit moyen** : Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve



Figure I.3 : Lit moyen d'un cours d'eau (BOUDJERDA M., 2005)

- ❖ **Lit majeur** : comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.

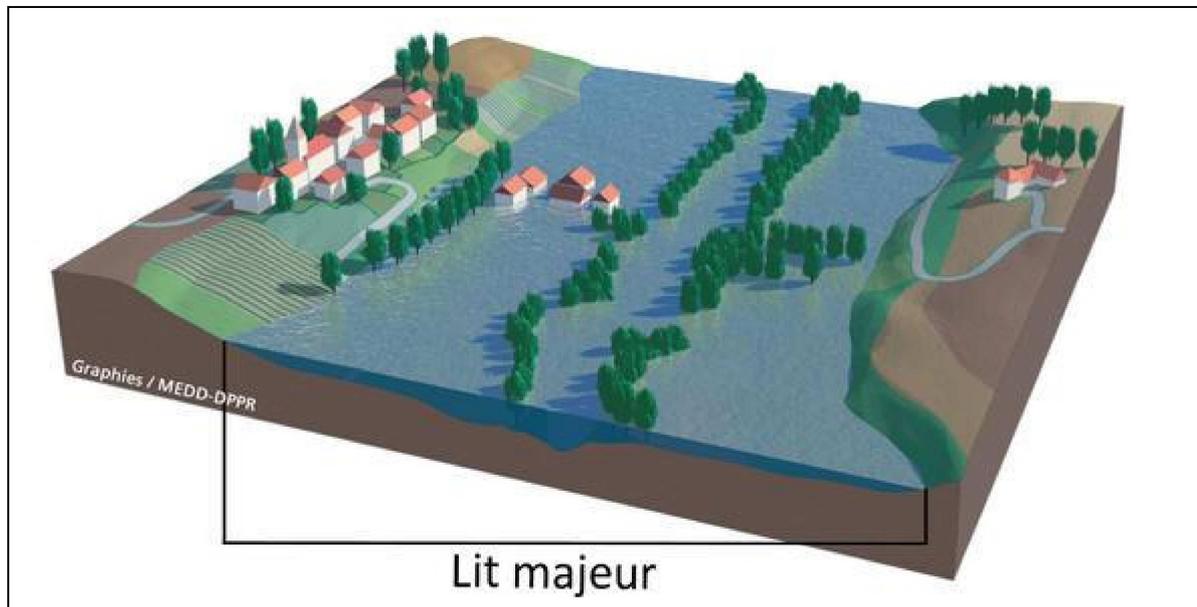


Figure I.4 : Lit majeur d'un cours d'eau (BOUDJERDA M., 2005)

b) Rive – berge :

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur alors que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

c) Ripisylve :

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique :

- ✓ Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant.
- ✓ Un écrêtement des crues pour l'aval. (MERABET A, 2006)

d) Alluvions et substratum :

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grés, marnes...) (BENMIA K, 2012)

I.4. Types d'inondations :

On distingue plusieurs types d'inondations provoquées par le débordement des cours d'eau et des rivières :

I.4.1. Inondations des plaines :

Elles se traduisent par le débordement d'un cours d'eau qui sort de son lit habituel (lit mineur) et regagnant son lit majeur. Ce débordement peut être précédé ou suivi par des remontées des nappes phréatiques. Elles se caractérisent par une montée des eaux longue, peu rapide, et une durée de submersion pouvant atteindre quelques semaines.

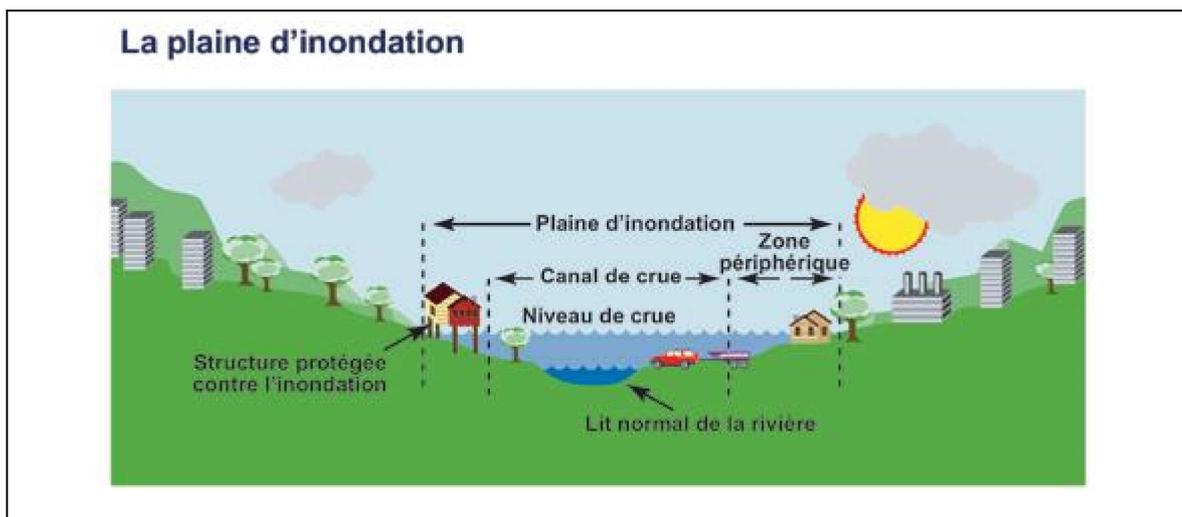


Figure I.5 : Inondation de plaine (BOUDJERDA M., 2005)

Ce type d'inondation a pour conséquences :

- ✓ Une montée des eaux généralement longue.
- ✓ Une durée de submersion pouvant atteindre quelques semaines.
- ✓ Des dommages principalement dus à la durée de submersion et aux hauteurs d'eau.
- ✓ Un délai d'alerte supérieur à la journée.

I.4.2. Ruissellement pluvial (rapide) :

Il se manifeste soit en zone urbaine fortement imperméabilisée, soit en milieu rural avec érosions superficielles et réactivation des talwegs habituellement à sec.

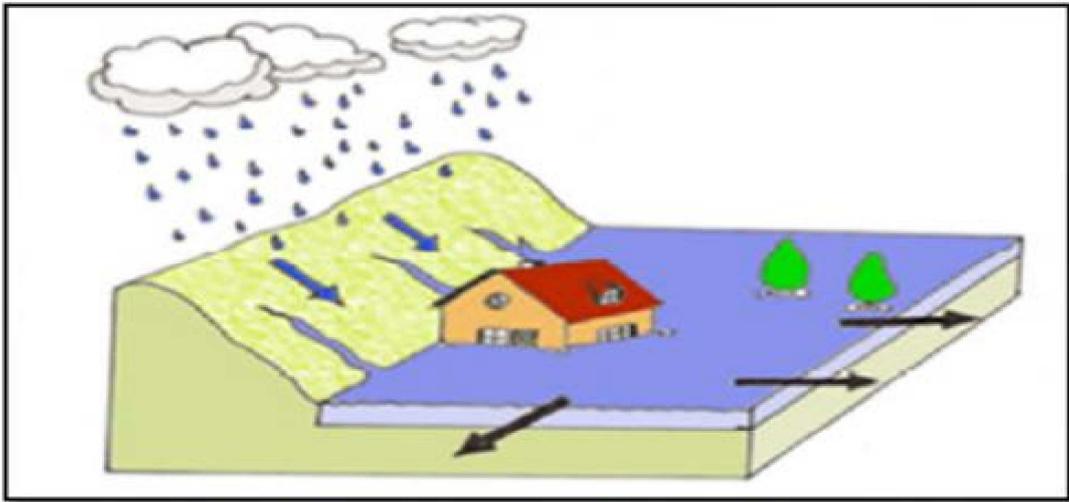


Figure I.6:Inondation par ruissellement pluvial

Le ruissellement pluvial a pour conséquences :

- ✓ Une augmentation du pouvoir érosif par l'accélération des eaux causant notamment des effondrements des berges, un surcreusement des lits des cours d'eau, voire leur déconnexion avec le réseau hydrologique.
- ✓ Un transfert rapide des pollutions par lessivage vers le milieu récepteur.
- ✓ Des dommages dus à la violence du courant, à la durée de submersion et à une forte érosion.

I.4.3. Remontées des nappes :

Elles correspondent à une inondation par débordement indirect. Elles se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement.



Figure I.7: Inondation par remontée de la nappe (BOUDJERDA M., 2005)

Ce type d'inondation peut déboucher sur les conséquences suivantes:

- ✓ Réduction de la capacité portante des fondations.
- ✓ Sous pression, soulèvement des bâtiments et noyage des sous-sols.
- ✓ Corrosion des bétons.
- ✓ Pollution chimique liée aux remontées de nappes.

I.4.4. Rupture d'une digue :

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue.

Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

I.4.5. Crues torrentielles

Elles résultent de l'accélération du débit d'un cours d'eau suite à de fortes précipitations. Elles se caractérisent par une montée rapide des eaux, une vitesse d'écoulement très élevée et une durée de submersion très courte. Ces crues demeurent, exceptionnelles et constituent un grave danger pour les populations.

I.4.6. Inondations marines

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et forts coefficients de marée. Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (surcote marine, vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires).

I.5. Historique des inondations en Algérie

Durant les deux décennies écoulées nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles :

- Le 20 octobre 1993 (ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à QUEDRHIOU (à Chlef).
- Mois d'octobre 1994, des inondations ont été signalés dans plusieurs régions du pays, bilan 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.
- Le 22 octobre 2000 : des inondations à l'ouest algérien, plus de 24 décès.
- Les 10 et 11 novembre 2001 : à BAB EL OUED (Alger), les pluies diluviennes ont fait 733 victimes, 30 000 personnes sans-abris et d'importants dégâts matériels.
- Le 1er octobre 2008 : des pluies diluviennes s'étaient abattues sur la région de Ghardaïa, faisant dangereusement monter les cours d'eau. Au moins 33 personnes sont mortes, quatrevingt-quatre personnes ont été blessées et près de 600 maisons détruites dans des inondations très importantes.
- Le 09 octobre 2008 : dans la wilaya D'AÏN DEFLA, les intempéries ont causé six décès et huit autres blessées parmi la population, suite à une inondation qui a surpris la région.
- La nuit du 12 octobre 2008 a été fortement pluvieuse, de 20h45mn à 23h35 mn, de pluie ont été enregistrée, surtout dans les localités de KHEMIS MILIANA et Sidi Lakhdar où la force de l'averse a fait que le revêtement bitumeux de la chaussée en certains endroits a été endommagé, de même que des habitations noyées par des eaux chargées de terre argileuse et de gravier. Des torrents de boue provenant des collines surplombant la ville de KHEMIS MILIANA ont envahi la majorité des quartiers. Même la voie ferrée n'a pas été épargnée par ces inondations.
- Durant ce mois d'Octobre 2008, d'autres crues et inondations sont signalées à Batna (450 km au sud-est d'Alger) où deux personnes ont été emportées par les eaux d'oueds en crue. A Bechar, région habituellement désertique et aride, situé à plus de 1.000 km

au sud-ouest d'Alger, au moins huit personnes sont mortes noyées dans des inondations qui l'ont frappé mercredi et jeudi 15 et 16 octobre 2008.

- Le soir du 01 octobre 2011 a été fortement pluvieux de P=60 mm à la ville d'EL BAYADH, de 17h à 18h30 mn, Au moins 11 personnes sont mortes, et près de 170 maisons détruites, et deux ponts dans des inondations très importantes (BOUDJERDA , 2005).

Tableau I.1. Habitations construites en zones inondables

Wilaya	Nombre de construction
Chlef	2248
Laghouat	3083
O.ElBouagui	1999
Batna	16261
Bejaïa	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Tiaret	13
Alger	14545 quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	470 (zone à risque très élevés)
Sétif	1261
Saida	976-09 cités
Skikda	4009
S.D.Abbes	576-04 cités en centre villes
Annaba	30 cités et quartiers
Guelma	360
Constantine	620
Médéa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
Boumerdès	561
El Taref	2370
Tissemsilt	1340
El oued	766
Souk Ahras	La plupart des communes
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain Defla	7772
Naâma	4924

Source : (Protection civile/Ministère de l'intérieur et des Collectivités Locales)

I.6. Les moyens de protection contre les inondations :

Pour empêcher les inondations de se produire, il est cependant possible d'en atténuer les effets ou d'en diminuer la fréquence en priorité au niveau des zones les plus sensibles et les plus exposées. Ces protections peuvent être réparties en deux groupes : directes et indirectes.

I.6.1. Protections directes :

La protection directe consiste à intervenir directement sur le site menacé par la mise en œuvre des actions suivantes :

- Le curage pour améliorer les conditions d'écoulement suite à l'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans les cours d'eau.
- Le recalibrage des sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.
- Le renforcement des ouvrages par la réalisation des canaux permettant de régénérer le couloir initial de l'oued, la protection des berges visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau, l'endiguement des oueds permet de réaliser une protection sélective.

I.6.2. Protection indirectes :

La protection indirecte par contre, consiste à intervenir plus loin des sites menacés, à l'extérieur du périmètre d'aménagement, en réalisant des ouvrages sur les oueds responsables des inondations :

- Création des canaux périphériques permettant de restituer les eaux vers des zones situées en dehors des aires à protéger.
- Réalisation des bassins de rétention afin de stocker et laminer les crues à l'amont des zones menacées.
- Aménagement des bassins versant sert à lutter contre l'érosion.

Conclusion :

Les inondations peuvent avoir diverses conséquences, elles entraînent de nombreux dégâts, les principaux types de dégâts sont les dégâts matériels et les dégâts humains. C'est pour cela de nombreuses mesures sont proposées afin de lutter contre ce phénomène. Les données hydrologiques et topographiques sont les premiers pour débiter une étude de protection.

Chapitre II :
Présentation de la
zone d'étude

Introduction

La présentation de la zone d'étude est une étape nécessaire pour définir tous les paramètres physiques du lieu et les facteurs influençables sur l'élaboration de ce projet.

II.1. Situation géographique

La commune de Tipaza érigée chef-lieu de wilaya en 1985, se situe dans les confins Ouest du Sahel d'Alger et dans la partie Est du Massif de Chenoua et la vallée de l'Oued Nador. Elle se trouve à 80 Km Ouest d'Alger et couvre une superficie d'environ 7 000 Ha.

Elle est délimitée :

- Au Nord par la mer Méditerranée.
- Au Sud par les communes de Sidi Rached et de Hadjout.
- A l'Ouest par la commune de Cherchell et de Nador.
- A l'Est par la commune de Ain Tagourait.

Le pôle universitaire fait partie de la commune de Tipaza, il est situé au Sud-Est de la ville de Tipaza, il est limité :

- Au Nord par un Boulevard du pôle universitaire ;
- Au Sud par la ligne de crête ;
- A l'Ouest par les périphériques Est de la ville de Tipaza ;
- A l'Est par chaabat MERZOUG ;

La délimitation de la ville de Tipaza ainsi du pôle universitaire est présentée sur les figures II.1 et II.2.

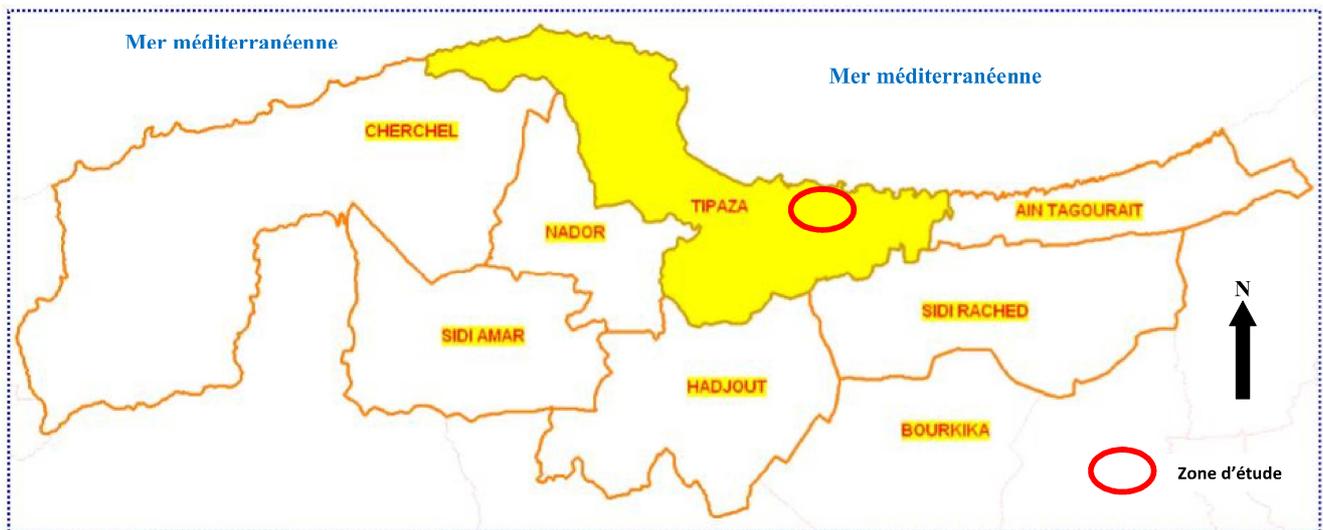


Figure II.1. Situation géographique de la commune de Tipaza

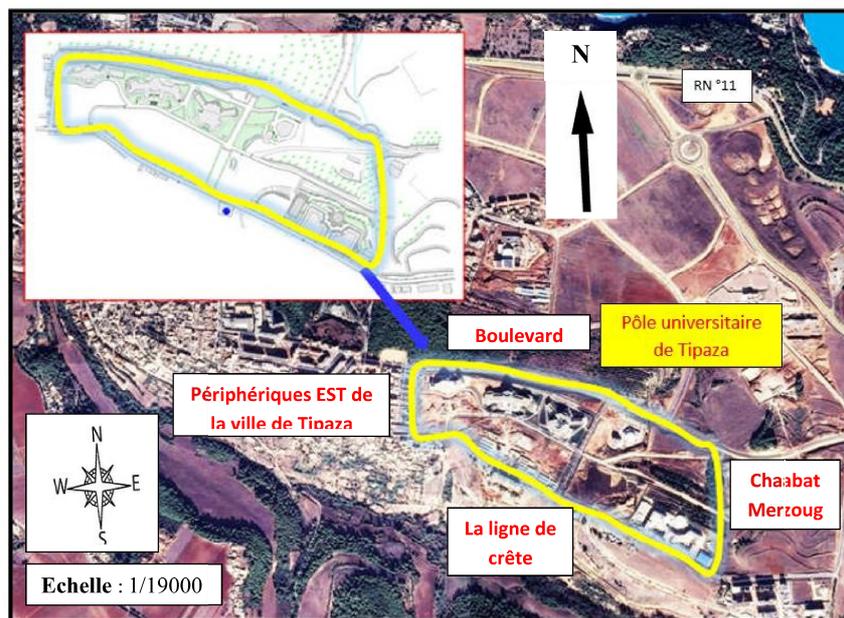


Figure II.2.Situation géographique du pole universitaire de Tipaza

II.2. Situation climatique

A/ Climat

Le climat de la zone de projet est de type méditerranéen, entre subaride et humide, avec deux tendances bioclimatiques, avec une pluviométrie moyenne de 646 mm par an, et une température minimale de 9.3°C liées à la topographie, à la mer et à la végétation.

B/ Température

L'air de l'étude est une zone côtière, la température mensuelle moyenne est variée entre 13.07°C et 27.13°C.

Les mois les plus chauds correspondant à juillet et aout, les températures moyennes varient de 25°C à 27°C, les mois les plus froid sont enregistrés de décembre à février la moyenne inférieure à 15°C.

La répartition mensuelle des températures est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Détail de la température mensuelle de la zone d'étude

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
T°C	13.07	13.07	14.87	16.9	19.0	22.77	25.93	27.13	24.13	22.4	16.93	14.43

Source : (ONM, 2014) Office National de la Météorologie

C/ Pluviométrie :

La région d'étude est caractérisée par une pluviométrie irrégulière. La ville de Tipaza, durant la série d'observations relevées dans la station de HADJOUT pour une série d'observation de 1970 à 2011. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en Mars et Novembre et un minimum en Juillet et Aout.

Tableau II.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie (moyenne de la série pluviométrique 1970-2011 station expérimentale de HADJOUT, code : 020325)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	16.6	23	27.5	22.7	25.7	20.5	26.9	22	15.6	4.09	2.08	3.23

Source : A.N.R.H

D/ Humidité :

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 68 %.

La répartition mensuelle d'humidité est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Humidité relative mensuelle de la zone d'étude

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité relative%	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source : (ONM, 2014) Office National de la Météorologie

E/ Evaporation :

Le tableau ci-dessous montre la répartition mensuelle de l'évaporation de la région, l'évaporation très importante est obtenue pour les mois d'Aout et Octobre.

Tableau II.4 : Evaporation mensuelle de la zone d'étude

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Evaporation (mm)	65	56	57	73	69	71	75	93	84	97	60	68

Source : ANRH de Blida

II.3. Hydrographie de la zone d'étude:

Du point de vue hydrologique, la ville de Tipaza est incluse dans le bassin versant des Côtiers Algérois, portant le code 02 de L'A.N.R.H, comme illustré sur la carte du réseau hydrologique et de surveillance de la qualité des eaux du Nord de l'Algérie, Edition 2003, élaborée par l'agence nationale des ressources hydriques (A.N.R.H).

Tableau II.5 : Paramètres hydrologiques du poste pluviométrique de HADJOUT

Station	code	Source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
HADJOUT	02-03-25	ANRH Blida	475.85	358.85	59	1970_2011	42ans

Source : A.N.R.H (Agence Nationale des Ressources Hydriques)

Plus précisément, la commune de Tipaza est implantée dans le sous bassin versant de 02-03, de l'A.N.R.H et puisque la zone d'étude « le pôle universitaire » est situé du côté Est de Tipaza on a pris la station de HADJOUT qui est la plus proche comme le montre la carte de localisation des sous bassins versant.

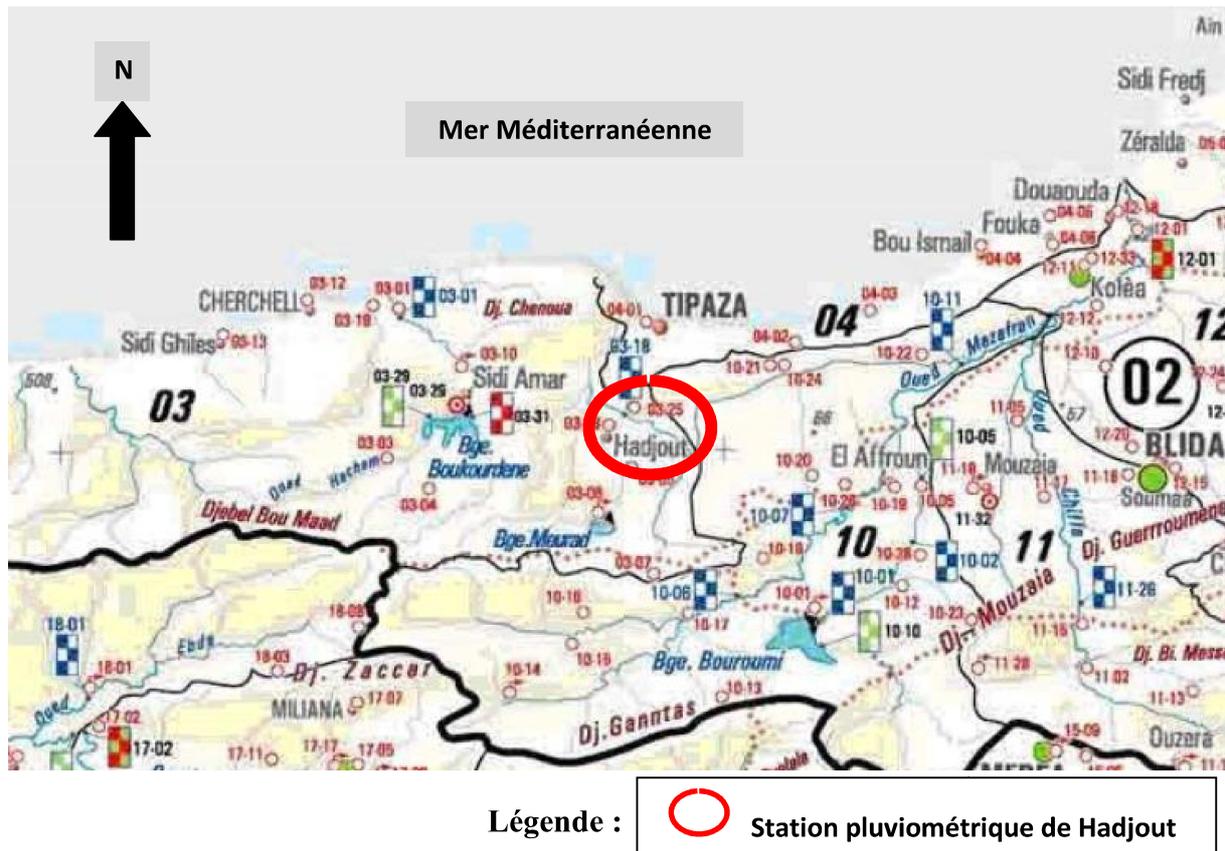


Figure II.3. Carte hydrographique du bassin côtier algérois (échelle : 1/500000)

II.4. Géologie :

II.4.1. Géologie régional :

D'après une étude géologique, la zone d'étude appartient au sahel occidental d'Alger qui est caractérisé par les formations suivantes :

- Quaternaire continental (Alluvions, regs et terrasses)
- Pliocène (Conglomérats, Marnes, Mollasses, Grés et formations dunaires)
- Villafranchien (Calcaires lacustres, argiles) ;
- Pliocène marin (Conglomérats, marnes bleues, mollasses et grés) ;
- Miocène supérieur marin (Calcaires, grés et argiles) ;
- Miocène inférieur marin, Crétacé supérieur, Crétacé inférieur, Jurassique ;
- Trias, Permo-trias (Grés rouges et conglomérats), Précambrien (Schistes et grés) ;
- Roches magmatiques formées par des granites et des rhyolites.

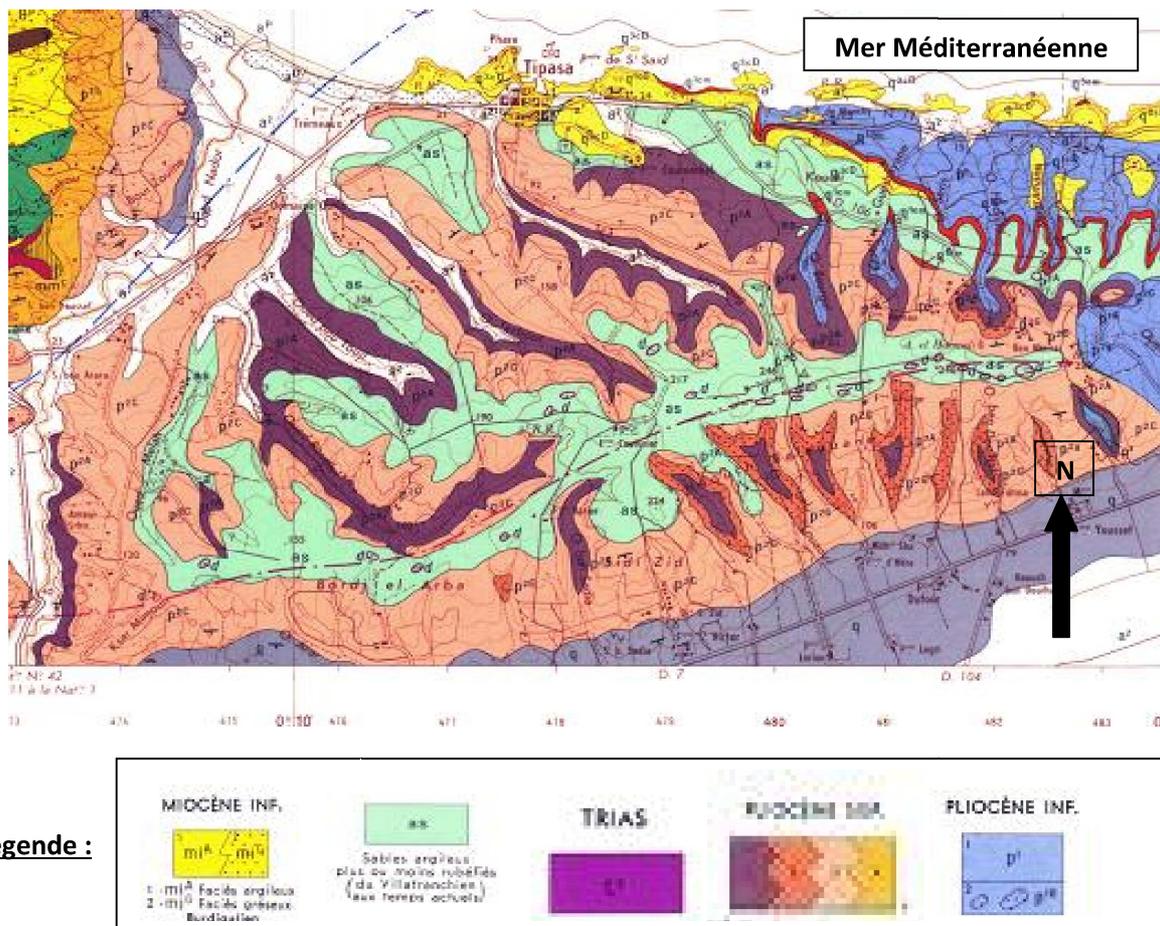


Figure II.4. Carte Géologique de la zone d'étude (échelle : 1/50 000)

II.5 Description du bassin versant du pôle universitaire de Tipaza :

II.5.1. Généralité :

Le bassin versant du pôle universitaire de Tipaza est située sur le littoral Est du chef-lieu de Tipaza, il occupe une superficie de 150 ha, en amont l'altitude atteint 200 m, et en aval elle descend jusqu'à 0 m.

Le relief qui caractérise ce Bassin a une forme d'une pleine légèrement vallonnée, constituée d'une terre sableuse, argilo-silteuse. La topographie du terrain présente de fortes pentes de l'ordre de 12 %.



Figure II.5. Bassin versant du pôle universitaire de Tipaza

II.5.2. Caractéristiques des sous bassins du pôle universitaire de Tipaza :

La zone d'étude a été délimitée en sous bassins versant sur la base du réseau d'assainissement existant du pôle universitaire de Tipaza, dont les caractéristiques de chaque sous bassin sont données dans le tableau II.6.

Tableau II.6. Caractéristique des sous bassins versant

Sous bassin versant	Superficie (ha)	ΔH (m)	L(m)	I moy
SB1	3	8,4	210	0,040
SB2	0.6	1,1	220	0,005
SB3	2	9	250	0,036
SB4	2.1	2,26	206	0,011
SB5	3.3	15,2	380	0,040
SB6	3	25,81	145	0,178
SB7	0.5	22,31	156	0,143
SB8	1.2	3,91	85	0,046
SB9	2.4	26,7	262	0,102
SB10	1.2	16,24	140	0,116
SB11	3.2	5,5	346	0,016
SB12	1.2	3,95	86	0,046
SB13	1.6	34,96	760	0,046
SB14	3.3	3,33	222	0,015
SB15	1.1	3,17	176	0,018
SB16	2.1	10,7	325	0,033
SB17	0.7	7,54	74	0,102

Avec :

ΔH : Différence d'altitude entre la frontière amont et aval du sous bassin

L : Longueur du collecteur traversant chaque sous bassin

I_{moy} : La pente moyenne du sous bassin.

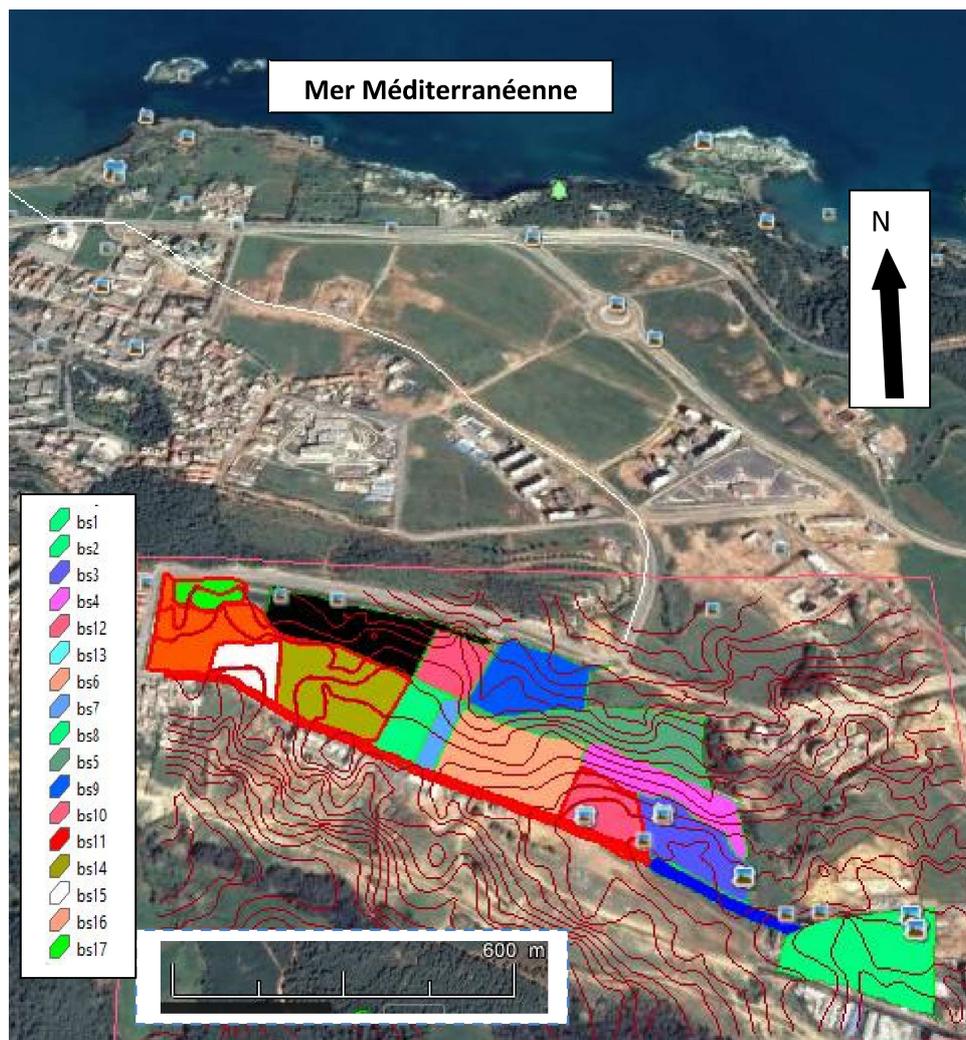


Figure II.6. Sous bassin versant du pôle universitaire de Tipaza

II.6. Description des Talwegs traversant le pôle universitaire :

Le bassin versant du pôle universitaire de Tipaza est parcouru par trois Talwegs principaux.

Talweg I (principal) : il est positionné dans le côté Est du pôle universitaire tout au long de la clôture Est.

Talweg (II) : traverse l'intérieur du pôle universitaire à proximité de l'administration et se rejoint au Talweg I,

Talweg (III) : traverse aussi l'intérieur du pôle universitaire côté Ouest, en suite traverse le boulevard et se partage anarchiquement sur des terrains affectés.

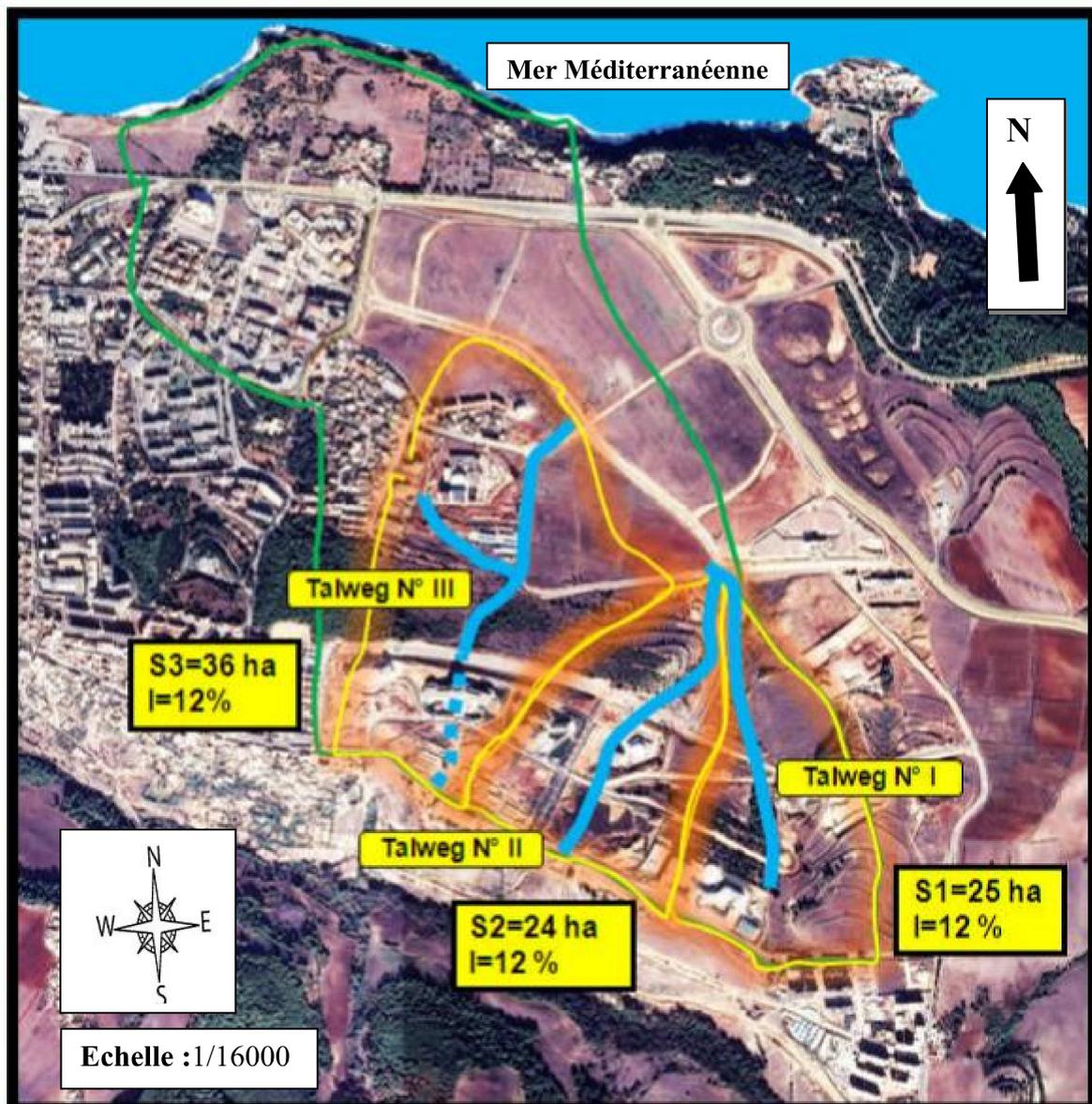


Figure II.7. Talwegs traversant le pôle universitaire de Tipaza

II.7. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

II.7.1 Paramètres de forme :

La forme du bassin joue un rôle important sur les modalités des écoulements superficiels. Les conditions physiques et le relief étant constants, un bassin allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme ramassée. En effet le temps de concentration des eaux sera plus long dans le cas du bassin allongé car la distance entre le point le plus éloigné et l'exutoire est plus importante. Ce qui favorise l'infiltration aux dépend du ruissellement.

II.7.1.1. Indice de compacité :

La forme du bassin est caractérisée par l'indice de compacité ou indice de Gravelius (K_c).

Il représente le rapport du périmètre du bassin considéré sur celui du cercle de surface équivalent. La formule qui caractérise l'indice de compacité définie par la formule est :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{II.1})$$

P: Périmètre du bassin versant (km).

A : Superficie de bassin versant (km²).

Pour K_c :

$0 \leq K_c \leq 1$ lorsque le bassin est parfaitement circulaire

$1 \leq K_c \leq 1.128$ lorsque le bassin est carré

$1.128 \leq K_c \leq 3$ lorsque le bassin est allongé (TOUABIA, 2004)

II.7.1.2. Rectangle équivalent :

C'est un rectangle de dimension L et l, ayant la même superficie et périmètre du bassin versant, il permet de comparer les bassins versants du point de vue écoulement, les courbes de niveau sont des droite parallèles à la largeur du rectangle.

Les formules qui nous permettent de déterminer les dimensions du rectangle équivalent (longueur et largeur) s'écrivent :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.1} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.1}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{II.2})$$

$$l = S/L \quad (\text{II.3})$$

L : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

l: largeur du rectangle équivalent (Km) ; (TOUABIA, 2004)

Les résultats des paramètres de forme sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7. Les paramètres de forme des sous bassin

Sous Bassins	Surface (Km ²)	Périmètre (km)	K _c	Longueur(Km)	Largeur(Km)
SB1	0,03	0,7	1,13	0,19	0,16
SB2	0,006	0,5	1,81	0,22	0,03
SB3	0,02	0,64	1,27	0,23	0,09
SB4	0,021	0,79	1,53	0,33	0,06
SB5	0,033	1,06	1,63	0,45	0,07
SB6	0,03	0,73	1,18	0,23	0,13
SB7	0,005	0,35	1,39	0,14	0,04
SB8	0,012	0,49	1,25	0,17	0,07
SB9	0,024	0,69	1,25	0,24	0,10
SB10	0,012	0,45	1,15	0,13	0,09
SB11	0,032	0,94	1,47	0,38	0,08
SB12	0,012	0,44	1,20	0,16	0,08
SB13	0,016	1,73	3,83	0,84	0,02
SB14	0,033	0,72	1,12	0,18	0,18
SB15	0,011	0,45	1,20	0,15	0,07
SB16	0,021	0,81	1,57	0,34	0,06
SB17	0,007	0,36	1,20	0,12	0,06

II.7.2. Paramètres de relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

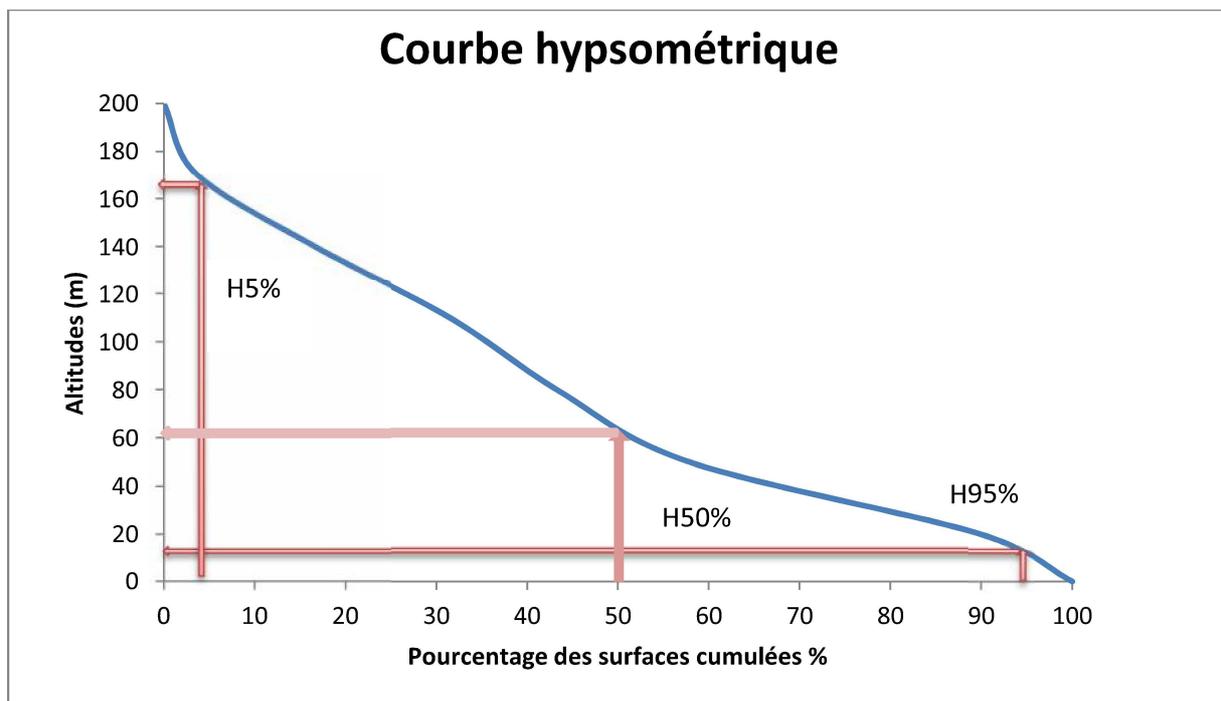
II.7.2.1. Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II.8. Répartition en pourcentage des surfaces hypsométriques

Altitude (m)	Surfaces partielles (Km ²)	Surface partielles (%)	surface cumules (%)	Hi (m)	Hi*Si (m.km ²)
200-170	0.0555	3.70	3.70	185	10.27
170-140	0.1943	12.95	16.65	155	30.12
140-110	0.2249	14.99	31.65	125	28.11
110-80	0.1765	11.77	43.41	95	16.77
80-50	0.2192	14.61	58.03	65	14.25
50-20	0.4802	32.01	90.04	35	16.81
20-0	0.1494	9.96	100.00	10	1.49

**Figure II.8.** Courbe Hypsométrique

II.7.2.2. les altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire.

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{II-4})$$

$$H_{moy} = 78.54 \text{ m}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \quad (\text{II-5})$$

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m.

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2 .

S: surface totale du bassin versant en km^2 .

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ et H_{\max} et H_{\min} sont déterminés directement à partir de la courbe hypsométrique.

II.7.2.3. Indice de pente globale (I_g) :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

I_g est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

$$I_g = \frac{1 - 1}{2.5} = 60.55 \text{ m/km}$$

La valeur de l'indice de pente globale calculée pour le bassin, étant 0.0605 Km/Km est fort, cependant on peut avancer que le bassin, draine une surface à une importante dénivelée.

II.7.2.4. Pente moyenne du bassin versant :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \times (0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

l_i : Longueur de la courbe de niveau de l'ordre i .

$$I_m = 12\%$$

II.8. Le réseau d'écoulement :**II.8.1. Densité de drainage :**

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface.

Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

L_i : longueur de cours d'eau (Km) ;

$$D_d = \frac{4,0}{1,5} = 2.69 \text{ Km}/\text{Km}^2$$

Cette valeur signifie une densité drainage moyennement élevée et cela est due à la longueur du cours d'eau.

II.8.2. Pente moyenne du cours d'eau principal :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{II.9})$$

ΔH : Différence d'altitude entre 2 points suffisamment distants (m).

ΔL : Distance entre 2 points (km).

$$I_c = 5.11\%$$

(Pente assez forte)

II.8.3. Calcul du temps de concentration :

Le temps de concentration T_C des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, Il est composé de trois termes différents :

T_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

ImT_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_C est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes,

$$T_c = \max (\sum T_r + T_h + T_a) \quad (\text{II.10})$$

Théoriquement on estime que T_C est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

a) Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{II.11})$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , - H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

a) Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \quad (\text{II.12})$$

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{max} - H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

b) Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \quad (\text{II-13})$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

c) Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{moy}}} \quad (\text{II-14})$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Les temps de concentration :

Formule	GIANDOTTI	CALIFORNIA	KIRPICH	VENTURA
Tc (min)	57,44	17,25	25,20	23,91

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, *GIANDOTTI* qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de *GIANDOTTI* tient compte de plusieurs paramètres géométriques du bassin.

La formule de *GIANDOTTI* tient compte de la surface du B.V, la longueur du talweg et des hauteurs moyenne et minimale du B.V, le calcul a donné une valeur de 57.44 min.

On trouve : $T_C = 0.96 \text{ h}$

II.8.4.Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (\text{II-15})$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

$V_r = 1.66 \text{ km/h}$

Les caractéristiques morphologiques du bassin versant du pôle universitaire de Tipaza peuvent être résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Caractéristique morphologique du bassin versant

Désignation	Symbole	Unité	Valeurs	
Superficie	S	Ha	150	
Périmètre du bassin	P	Km	6.22	
Longueur du talweg	L	m	1600	
Altitude	Max	H max	m	200.00
	Min	H min	m	0.00
	Moy	H moy	m	78.54
	5%	H 5%	m	164.00
	50%	H 50%	m	62.00
	95%	H 95%	m	12.00
Indice de compacité	Kc	-	1.42	
Rectangle équivalent	L	Km	2.51	
	l	Km	0.59	
Pente moyenne du bassin versant	I _m	%	12	
Indice de pente globale	I _g	%	6.05	
Pente moyenne du cour d'eau principale	I _c	%	5.11	
Temps de concentration	T _c	h	0.96	
La densité de drainage	D _d	Km/Km ²	2.69	
Vitesse moyenne de ruissellement	V _r	Km/h	1.66	

Conclusion :

La lecture des données de base, nous indique que la zone d'étude est sujette au déversement des eaux pluviales en cas de crue en périodes pluvieuses en raison de l'emplacement du pôle universitaire. L'étude de protection dans les chapitres suivant a pour but d'évacuer ces eaux et protéger la zone contre les inondations.

Chapitre III :

Calcul Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est définie comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre. (TOUAIBIA, 2004)

Lors l'étude d'un système d'évacuation des eaux pluviales, il est nécessaire de prendre en considération tous ces paramètres (Les hauteurs d'eau précipité, les intensités des averses et les durées des événements pluvieux) qui varient d'une zone à une autre pour but de dimensionner d'une manière optimale les ouvrages projetées.

L'objectif principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale.

III.1. Les averses

Les averses sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

III.2. Choix de la période de retour

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance. (TOUAIBIA, 2004)

III.3. Déterminations de l'intensité moyenne de précipitation

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

$$i_m = \frac{h}{t} \quad \text{(III.1)}$$

i_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en m.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques
- Faire le choix du type de loi d'ajustement des résultats
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation

III.3.1. Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :

III.3.1.1. Analyse des données statistiques :

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station HADJOUT dont le code est de : 02-03-25 ; la série s'étend sur une période de fonctionnement de 42 ans, soit de 1970 à 2011 qui a été fournie de l'ANRH de Blida.

Les coordonnées Lambert de la station :

$X = 475.85 \text{ Km}$

$Y = 358.85 \text{ Km}$

$Z = 59 \text{ m}$

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 42 ans.

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau (**voir Annexe N°1**)

Les caractéristiques de cette série sont :

*La somme des précipitations maximales journalières durant 42 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^n P_m ; j=2 \quad .4m$$

*La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{\max, j}}$ durant 42 ans d'observations :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n} \quad (\text{III.2})$$

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{m, j}}{n} = \frac{5}{4} \cdot 6 = 53.63 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 42 ans).

***Ecart type $\sigma_{P_{\max, j}}$:**

Pour N > 30 ans on a :

$$S_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{n}} \right] \quad (\text{III.3})$$

$$B_{P_{\max, j}} = 23.68$$

***Coefficient de variation :**

$$C_v = \frac{\sigma}{\overline{P_{m, j}}} \quad (\text{III.4})$$

$$C_v = \frac{2 \cdot 6}{5 \cdot 6} = 0.44$$

***Exposant Climatique :**

Il est donné par l'ANRH Blida b= 0.37

Les caractéristiques de la série sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Caractéristiques de la série

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en mm	$\sum_{i=1}^n P_{m ;j}$	2252.4
La moyenne des $P_{\max j}$ en mm	$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n}$	53.63
L'écart type « $\sigma_{P_{\max j}}$ » Pour $n > 30$ ans	$s_{P_{\max, j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{n}}$	23.68
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma}{\overline{P_{\max, j}}}$	0.44
L'exposant climatique	b = 0.37 Source ANRH (Blida)	

III.3.1.2 Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées .

***Test de la médiane :** on passe par les étapes suivantes

- *Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- *Déterminer la médiane M_e ;
- *Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

(-) pour $P_i > M_e$;

(+) pour $P_i < M_e$;

*Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre totale de séries de + ou de - ;

T_s : taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2}(n+1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n+1}) \quad (\text{III.5})$$

$$T_s < 3.3 (\log n+1) \quad (\text{III.6})$$

Si les conditions sont vérifiées donc l'homogénéité de l'échantillon est vérifiée.

La médiane :

Puisque la série est paire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire en rang 21.5.

$$\text{Médiane}(X_{50\%}) = 47.45 \text{ mm}$$

Après le classement de la série par ordre croissant on obtient :

Tableau : Valeurs classées et comparaison avec la médiane (**voir Annexe 2**).

T_s : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

N_s : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

On a : $N_s = 21$

$T_s = 5$

Avec : $\alpha = 5\%$

$U_{1-\alpha/2} = 1.96$ d'après le tableau de Gauss

Et $N = 42$ ans

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$N_s > \frac{1}{2}(n+1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n+1}) = 15.07$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1) = 8.65$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

III.3.2 Choix de la loi d'ajustement :

On voit que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement utilisées sont :

- la loi de GUMBEL
- la loi de GALTON

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel HYFRAN.

III.3.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .

α , x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $y = \frac{(x-x_0)}{\alpha}$ la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(X) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.8})$$

$y = \frac{(x-x_0)}{\alpha}$ Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in] - \infty ; +\infty [$

⇒ L'équation écrite sous la forme : $x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0$ est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a) Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un rang.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad \text{(III.9)}$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad \text{(III.10)}$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad \text{(III.11)}$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{a} \right) y + x_0 \quad \text{(III.12)}$$

$\frac{1}{a}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonnée à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

Les paramètres $\frac{1}{a}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance. (TOUAIBIA, 2004)

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{\rho} * s_x = 0.78 * s_x$$

$$\frac{1}{a} = 0,78 \times 46,85 = 18.47 \text{ mm};$$

$$\text{Donc : } \frac{1}{a} = 18.47 \text{ mm.}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n=4} y_i}{n} = 0.57$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \quad x_0 = 53.63 - 18.47 * 0.57 = 43.10 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$\mathbf{X = 18.47 y + 43.10}$$

D'où : $\mathbf{P_{\max j,p\%} = 18.47 y + 43.10}$

Le coefficient de corrélation R :

$$R = \frac{2 \cdot .1}{\sqrt{1 \cdot .2 * 6 \cdot 0}} = 0.88$$

Remarque :

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL. (Voir figure N°III-1) à l'aide du logiciel HYFRAN.

La variable réduite est égale à :

$$y = -Ln(-LnF(90\%)) = 2,25$$

c) Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

- GUMBEL (Méthode des moments)
- Nombre d'observations: 42

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1/(1-q)$

Tableau III.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T (ans)	q	$P_{p\%}$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
100	0.9900	128.3	10.25	108.2-148.4
50	0.9800	115.3	8.79	98.03-132.5
20	0.9500	97.89	6.88	84.39-111.4
10	0.9000	84.46	5.45	73.77-95.15
5	0.8000	70.46	4.036	62.54-78.37
3	0.6667	59.31	3.045	53.34-65.28
2	0.5000	49.31	2.39	44.61-54.00

Avec : **T :** période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

$P_{p\%}$: précipitation maximale journalière.

• **Test d'adéquation (test de khi-carré) :**

Test de khi-carré est le plus pratique et le plus utilisé.

• **Résultats :**

Résultat de la statistique : $X^2 = 13.24$

p-value $P = 0.0212$

Degrés de liberté: 5

Nombres des classes : 8

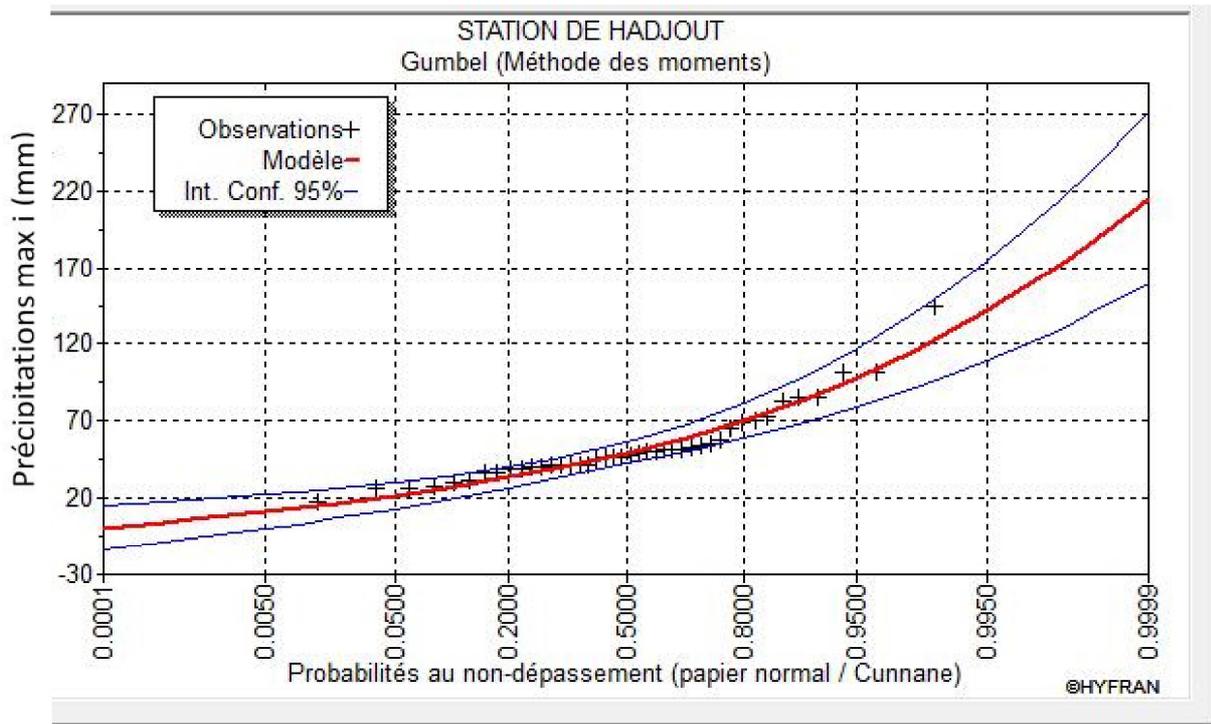


Figure III-1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau III.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	$P_p\%$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	84.46	5.45	73.77-95.15

III.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) :

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivant :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\rho}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.13})$$

$F(x)$: fréquence au non dépassement ;

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{S_x} \quad (\text{III.14})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\overline{\log x} + u S_{\log x}$ est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a. procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et σ .
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\overline{\ln x} = \ln x + u \cdot \sigma_{\ln x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}}$$

b. calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} = \frac{15.8}{4} = 3.90 \text{ mm}$$

$$s_{\ln x} = \sqrt{\frac{(\sum \ln x_i - n \overline{\ln x})^2}{n}} = 0.39 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.9 + u * 0.39$$

$$U=1.28$$

c. résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Galton (méthode des moments)

Nombre d'observation : 42

$$T=1/ (1-f(x))$$

Paramètre :

$$\mu = 3.89157$$

$$\delta = 0.403754$$

Tableau III.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
100.0	0.9900	124.6	10.55	103.9-145.3
50.0	0.9800	111.7	8.661	94.73-128.7
20.0	0.9500	94.8	6.39	82.28-107.3
10.0	0.9000	81.94	4.855	72.42-91.45
5.0	0.8000	68.67	3.504	61.8-75.54
3.0	0.6667	58.22	2.666	52.99-63.45
2.0	0.5000	48.99	2.145	44.78-53.19

Avec :

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

P_{p%} : précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

•Test d'adéquation(test de khi-carré):

Test de khi-carré est le plus pratique et le plus utilisé.

•Résultats:

Résultats de la statistique: $X^2=10.19$

p-value P=0.0700

Degrés de liberté: 5

Nombres des classes : 8

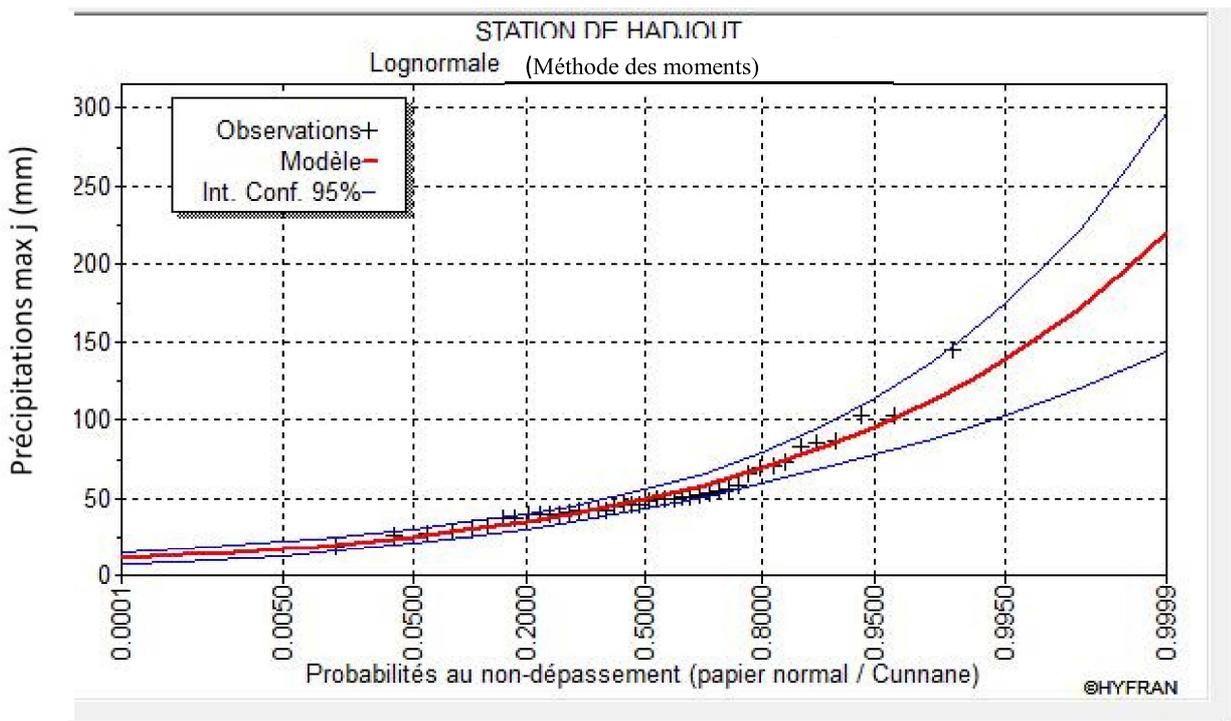


Figure III-2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau III.5: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	81.94	4.855	72.42-91.45

III.3.2.3. Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

Pour comparer les deux méthodes d'ajustement, nous avons tracé sur le même graphique les deux graphiques :

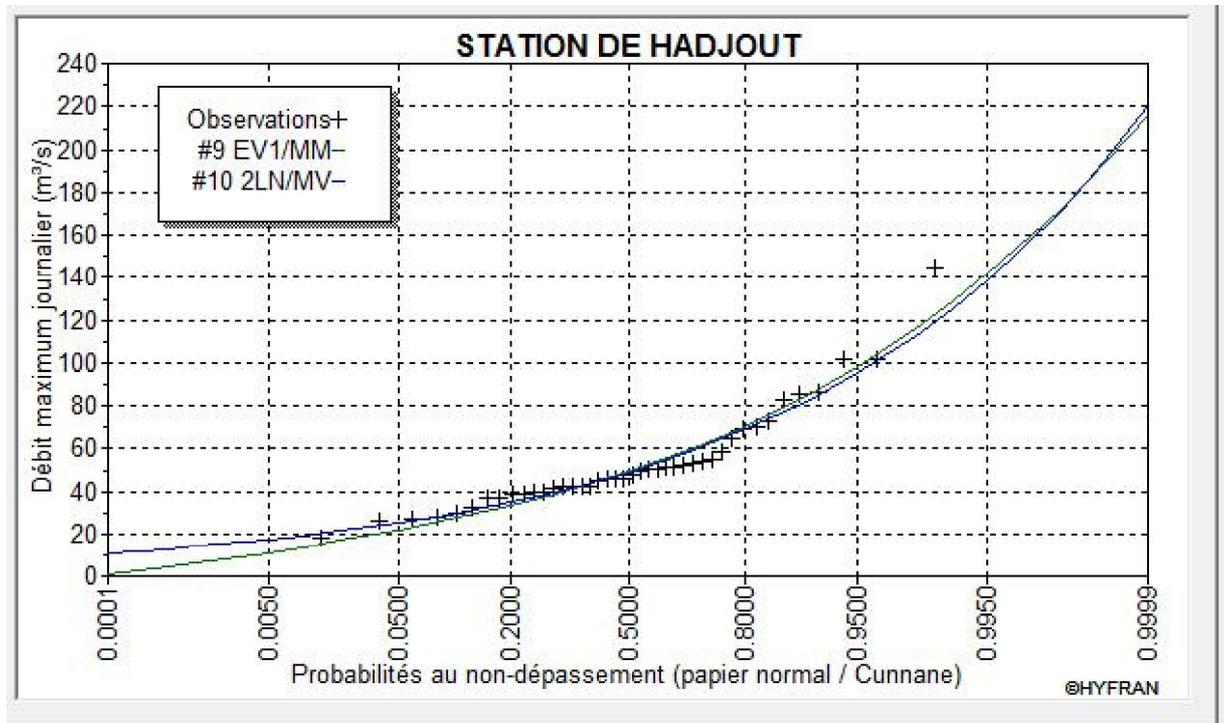


Figure III.3. Comparaison entre la loi de Gumbel et Galton (graphiquement)

- **Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée) :**

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

- On détermine χ^2 théorique sur la table de khi 2 (voir l'Annexe N°4)

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

$$\chi^2 \text{ calculé} < \chi^2 \text{ théorique}$$

Les résultats du test pour les deux lois d'après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.Résultat du test du Khi²

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi 2 calculé	Khi 2 théorique ($\alpha=5\%$)	H0
Gumbel	8	5	13.24	11.07	N'est pas vérifié
Log-normale	8	5	10.19	11.07	Vérifier

•Interprétation:

D'après la comparaison graphique, on conclue que l'échantillon s'ajuste mieux à la loi de Galton. Ceci le montre le test de khi 2, la loi de Galton (Log normale) est vérifiée. Donc d'après la région climatique ou se trouve la station pluviométrique on peut dire que les pluies maximales journalières suivent la loi de Galton.

III .3.3 Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donné 't'est donnée par la formule de BODY.

$$P_{\max,t,f}=P_{j \max f} \left(\frac{t}{2}\right)^b \quad \text{(III.17)}$$

Avec :

P: pluie maximale annuelle de durée (t) et de fréquence (f) (en mm) ;

Pj max f : pluie journalière maximale de fréquence f (en mm) ;

b : exposant climatique de la région de Tipaza (b = 0,37) ANRH Blida ;

t : durée en heure (En heure)

On opte pour la P max j f de Galton :

Les intensités maximales annuelles de durée t(h) et de période de retour T(Ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad \text{(III.18)}$$

Avec :

Pt : Pluies de courte durée (mm).

I: Intensité maximale (mm/h)

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées dans le tableau (III.9) :

Tableau .III.7 : Pluies et intensités maximales de durée t(h) et de période de retour T (ans)

Période de retour	1000ans		100ans		50ans		20ans		10ans		5ans	
	Pt	It										
0,25	31	125	23	92	21	83	18	70,1	15	61	13	51
0,96	51	54	38	39	34	35	29	30	25	26	21	22
1	52	52	38	38	34	34	29	29,3	25	25	21	21
1,5	61	40	45	30	40	27	34	22,7	29	20	25	16
2	68	34	50	25	45	22	38	18,9	33	16	27	14
4	87	22	64	16	58	14	49	12,2	42	11	35	9
6	101	17	75	12	67	11	57	9,5	49	8	41	7
8	113	14	83	10	74	9	63	7,9	55	7	46	6
12	131	11	96	8	86	7	73	6,1	63	5	53	4
16	146	9	107	7	96	6	82	5,1	71	4	59	4
20	158	8	116	6	104	5	89	4,4	77	4	64	3
24	169	7	125	5	112	5	95	4,0	82	3	69	3

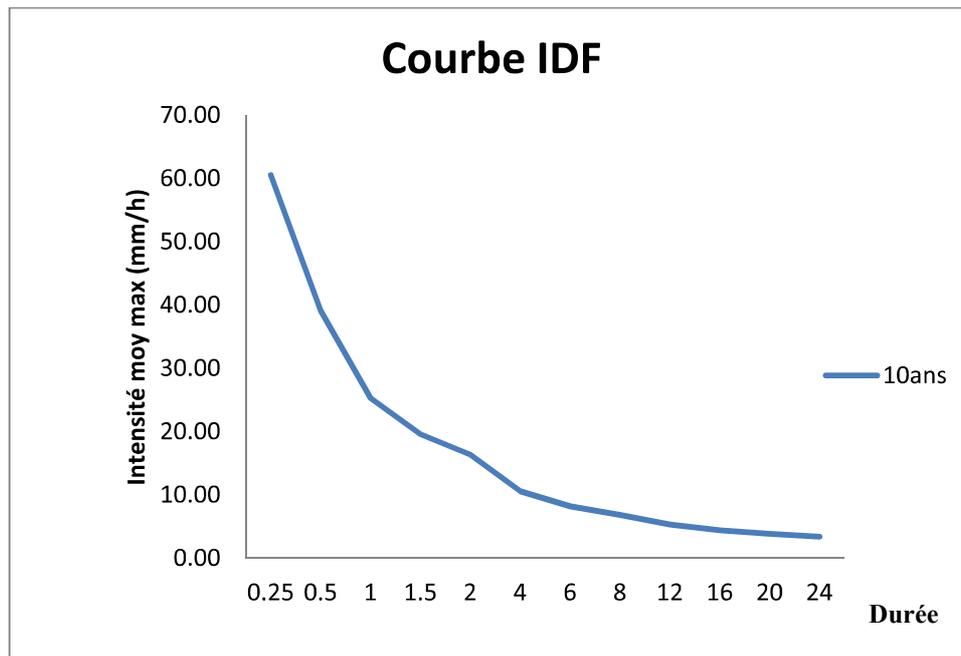


Figure III-4 Courbe Intensité-Durée-Fréquence pour une période de retour de 10ans station HADJOUT

Pour le bon dimensionnement des aménagements de protection pluviaux ; on prend la valeur de l'intensité de pluies qui correspond à la période de retour de 10 ans et d'une durée de 15 min pour l'évaluation des débits pluviaux. On prend:

$$I = 60.55 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min},10\%} = 60.55 \text{ mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{60.55 \times 10000}{3600} = 168.19 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenue par l'ajustement de la série pluviométrique a la loi de Galton tel que : $i=168 \text{ l/s/ha}$

On dimensionne avec une intensité arrondie de **170 l/s/ha** .

III.4. Evaluation des apports solides :

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous donne un ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

a- Formule de TIXERONT :

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$Es = a * Le^{0.15} \quad \text{(III.19)}$$

Es : taux d'abrasion (t/km²/an)

Le : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

a : 350 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$.

$$Vs = \frac{E * S}{\gamma} \quad \text{(III.20)}$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau III.10 :

Tableau III.8 : Les apports solides

<i>SB</i>	<i>S (km²)</i>	<i>Le (mm)</i>	<i>Es (T/Km²/an)</i>	<i>Vs (m3/ans)</i>
<i>SB1</i>	0,03	1,4	368,12	7,89
<i>SB2</i>	0,006	0,4	305,05	1,31
<i>SB3</i>	0,02	1,0	350,00	5,00
<i>SB4</i>	0,021	1,0	350,00	5,25
<i>SB5</i>	0,033	1,5	371,95	8,77
<i>SB6</i>	0,03	1,4	368,12	7,89
<i>SB7</i>	0,005	0,3	292,17	1,04
<i>SB8</i>	0,012	0,6	324,18	2,78
<i>SB9</i>	0,024	1,2	359,70	6,17
<i>SB10</i>	0,012	0,6	324,18	2,78
<i>SB11</i>	0,032	1,5	371,95	8,50
<i>SB12</i>	0,012	0,6	324,18	2,78
<i>SB13</i>	0,016	0,8	338,48	3,87
<i>SB14</i>	0,033	1,5	371,95	8,77
<i>SB15</i>	0,011	0,6	324,18	2,55
<i>SB16</i>	0,021	1,0	350,00	5,25
<i>SB17</i>	0,007	0,4	305,05	1,53
<i>Total</i>	0.325	15.8	5799.27	81.11

Interprétation :

On remarque un volume d'apport solide d'une valeur moyenne.

III.5. Etude de crues et différents paramètres :

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par des nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographieect.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie ou les oueds, à cause de la grande irrégularité, passant des débits nuls à des débits exceptionnels.

Les crues dépendent essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie, de plus le rôle physique du bassin versant. De ce fait, l'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesses et largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, les paramètres morpho métriques du bassin, par la pente des talwegs, la forme du lit, largeur de la vallée.

III.5.1. Les différents types de crues :**• Crues rapides**

Les crues rapides sont ainsi qualifiées si le temps de montée des eaux est inférieur à 12 heures elles se produisent sur de plus petits bassins versants ; elles peuvent néanmoins atteindre des débits de pointe très importants lorsque les paramètres défavorables se conjuguent.

• Crues lentes

Les crues lentes ou crues de plaine sont observées sur les fleuves et grands cours d'eau. Les phénomènes sont relativement lents, ils mettent en jeu des débits et des volumes d'eau considérables.

• Crues torrentielles ou crues éclair

Les crues torrentielles ou crues éclair ont un temps de montée très court (quelques heures) elles se produisent sur de petits bassins versants à l'occasion d'orages localisés, là où la pente et l'imperméabilisation favorisent le ruissellement. Elles peuvent s'accompagner de fortes érosions et de charriage de matériaux.

III.5.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

a) Méthodes historiques :

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)

b) Méthodes empiriques :

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

c) Courbes enveloppes :

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier, Chaumont...).

d) Méthodes probabilistes :

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).

Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

e) Méthodes déterministes :

Modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elles ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydro gramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

f) Méthode de l'hydro gramme unitaire :

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman).

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.

III.5.3 Application sur les bassins versants :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques :

Mallet – Gauthier, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

III.5.3.1. Formule de Mallet – Gauthier :

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad \text{(III.21)}$$

K : constante dépendante des caractéristiques géographique et climatique du bassin comprise entre 1-3 on prend (1,3)

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en mm

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

$$\bar{H} = \frac{\sum_{i=1}^{n=4} P_i}{4} \quad (\text{III-22})$$

D'où

$$\bar{H} = 528.7 \text{ mm}$$

III.5.3.2. Formule de Turazza :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\text{max}, p\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3 \cdot 6} \quad (\text{III-23})$$

A : Surface du bassin versant

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau III.9. Valeur de coefficient de ruissellement C_r

Période de Retour	1000	100	50	20	10	5
Fréquence%	0.1	1	2	5	10	20
C_r	0,8	0,75	0,7	0,65	0.6	0.55

III.5.3.3. Formule de Sokolovsky :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\% t_c} \cdot a_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (\text{III-24}).$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

X_{p%, tc} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité

ap% : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$a_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}} \quad (\text{III-25})$$

H0 : Perte d'eau initial au nord algérien H0 = 7mm

P_{tc} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3g} \quad (\text{III-26})$$

- Pour $S \leq 50 \text{ km}^2$ on a $g = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $g = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $g = 3 \div 4$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $g = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3g} = 1.2$$

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes:

Tableau III.10: valeur de coefficient de ruissellement C_r

Période de Retour	100	50	20	10	5
Fréquence%	1	2	5	10	20
P_{tc} (mm)	38	34	29	25	21
$\alpha p\%$	0,4	0,38	0,34	0,31	0,27

Les débits de crues des bassins versants par les différentes formules dans les tableaux suivants.

Tableau III.11: Débits de crues du sous bassin SB01

<i>Débit de crue au bassin versant n°01</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,80	0,24	0,16
50	0,76	0,20	0,14
20	0,69	0,16	0,10
10	0,63	0,13	0,31
5	0,57	0,10	0,06

Tableau III.12: Débits de crues du sous bassin SB02

<i>Débit de crue au bassin versant n°02</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,17	0,05	0,03
50	0,16	0,04	0,03
20	0,14	0,03	0,02
10	0,13	0,03	0,02
5	0,12	0,02	0,01

Tableau III.13:Débits de crues du sous bassin SB03

<i>Débit de crue au bassin versant n°03</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,54	0,16	0,11
50	0,51	0,14	0,09
20	0,47	0,11	0,07
10	0,43	0,09	0,05
5	0,39	0,07	0,04

Tableau III.14:Débits de crues du sous bassin SB04

<i>Débit de crue au bassin versant n°04</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,57	0,17	0,11
50	0,53	0,14	0,09
20	0,49	0,11	0,07
10	0,45	0,09	0,06
5	0,41	0,07	0,04

Tableau III.15:Débits de crues du sous bassin SB05

<i>Débit de crue au bassin versant n°05</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,88	0,27	0,18
50	0,83	0,22	0,15
20	0,76	0,18	0,11
10	0,69	0,14	0,09
5	0,63	0,11	0,07

Tableau III.16:Débits de crues du sous bassin SB06

<i>Débit de crue au bassin versant n°06</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,80	0,24	0,16
50	0,76	0,20	0,14
20	0,69	0,16	0,10
10	0,63	0,13	0,31
5	0,57	0,10	0,06

Tableau III.17:Débits de crues du sous bassin SB07

<i>Débit de crue au bassin versant n°07</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,14	0,04	0,03
50	0,13	0,03	0,02
20	0,12	0,03	0,02
10	0,11	0,02	0,01
5	0,10	0,02	0,01

Tableau III.18:Débits de crues du sous bassin SB08

<i>Débit de crue au bassin versant n°08</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,33	0,10	0,06
50	0,31	0,08	0,05
20	0,28	0,07	0,04
10	0,26	0,05	0,03
5	0,24	0,04	0,02

Tableau III.19:Débits de crues du sous bassin SB09

<i>Débit de crue au bassin versant n°09</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,65	0,20	0,13
50	0,61	0,16	0,11
20	0,56	0,13	0,08
10	0,51	0,10	0,07
5	0,46	0,08	0,05

Tableau III.20:Débits de crues du sous bassin SB10

<i>Débit de crue au bassin versant n°10</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,33	0,10	0,06
50	0,31	0,08	0,05
20	0,28	0,07	0,04
10	0,26	0,05	0,03
5	0,24	0,04	0,02

Tableau III.21:Débits de crues du sous bassin SB11

<i>Débit de crue au bassin versant n°11</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,86	0,26	0,17
50	0,81	0,22	0,14
20	0,73	0,17	0,11
10	0,67	0,14	0,09
5	0,61	0,11	0,06

Tableau III.22:Débits de crues du sous bassin SB12

<i>Débit de crue au bassin versant n°12</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,33	0,10	0,06
50	0,31	0,08	0,05
20	0,28	0,07	0,04
10	0,26	0,05	0,03
5	0,24	0,04	0,02

Tableau III.23:Débits de crues du sous bassin SB13

<i>Débit de crue au bassin versant n°13</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,43	0,13	0,09
50	0,41	0,11	0,07
20	0,37	0,09	0,06
10	0,35	0,07	0,04
5	0,31	0,05	0,03

Tableau III.24:Débits de crues du sous bassin SB14

<i>Débit de crue au bassin versant n°14</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,88	0,27	0,18
50	0,83	0,22	0,15
20	0,76	0,18	0,11
10	0,69	0,14	0,09
5	0,63	0,11	0,07

Tableau III.25:Débits de crues du sous bassin SB15

<i>Débit de crue au bassin versant n°15</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,30	0,09	0,06
50	0,28	0,07	0,05
20	0,26	0,06	0,04
10	0,24	0,05	0,03
5	0,22	0,04	0,02

Tableau III.26:Débits de crues du sous bassin SB16

<i>Débit de crue au bassin versant n°16</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,57	0,17	0,11
50	0,53	0,14	0,09
20	0,49	0,11	0,07
10	0,45	0,09	0,06
5	0,41	0,07	0,04

Tableau III.27:Débits de crues du sous bassin SB17

<i>Débit de crue au bassin versant n°17</i>			
<i>Période de retour</i>	<i>Formule de Mallet Gauthier</i>	<i>Formule de Turazza</i>	<i>Formule de Sokolovsky</i>
<i>an</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>	<i>(m³/s)</i>
100	0,19	0,06	0,04
50	0,18	0,05	0,03
20	0,17	0,04	0,02
10	0,15	0,03	0,02
5	0,14	0,02	0,01

L'analyse des résultats ressortis sur le tableau ci-dessus nous permet d'avancer les interprétations suivantes :

Les résultats avancés par les trois méthodes, sont éloignés, notamment avec celle de **MALLET- GAUTHIER** malgré l'adoption très satisfaisante des relations au régime hydrologique Algérien, d'une part et d'autre part les trois formules prennent en considération un grand nombre des paramètres hydrologiques du bassin versant tels que, la superficie, l'intensité pluviométrique et surtout le temps de concentration. Néanmoins, s'agissant de formules empiriques, les résultats généralement divergent d'une formule à l'autre et reste une adoption objective pris en fonction de l'objectif du projet et de la réalité de constations des étendues des inondations.

Les résultats avancés par la méthode de **MALLET- GAUTHIER** sont importante par rapport aux valeurs trouver par les deux autres formules ; on va opter pour la méthode de **MALLET- GAUTHIER** pour raison de plus de sécurité.

III.5.4.Hydro grammes des crues :

Les Hydro grammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydro gramme à deux équations paraboliques :

- **La montée de la crue :**

$$Q_{\max} = Q_{\max,p} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \quad (\text{III.27})$$

- **La décrue :**

$$Q_{\max} = Q_{\max,p} \left[\frac{t_d - t}{t} \right]^m \quad (\text{III.28})$$

Avec :

$Q_{\max,p}$: Débit maximum de crue(de pointe)en m³/s

$Q_{m(t)}$:Débit instantané au moment de la montée en m³/s

$Q_{d(t)}$:Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m³/s

t_m : temps de montée de la crue

t_d : temps de la décrue

m, n : puissance des équations $m = 3, n = 2$.

$$t_m = t_c = 0.96h \quad \text{et} \quad t_d = g \cdot t_c$$

γ : coefficient de forme de l'hydro gramme de crue

Tableau III.28. Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de γ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0_2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0_4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0_7.0

On prend $\gamma = 2$ $t_d = 2 \cdot 0.96 = 1.92 \text{ h}$

$t_b = t_m + t_d$ $t_b = 0.96 + 1.92 = 2.88 \text{ h}$

Les valeurs des débits de crue pour les différentes périodes de retour sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.29. Valeurs des débits de crue en fonction du temps

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	5	10	20	50	100	1000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,06	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04
0,12	0,10	0,11	0,12	0,12	0,13	0,16
0,18	0,22	0,24	0,26	0,27	0,29	0,35
0,24	0,39	0,43	0,47	0,47	0,51	0,62
0,3	0,61	0,68	0,73	0,74	0,80	0,97
0,36	0,88	0,98	1,06	1,06	1,15	1,40
0,42	1,20	1,33	1,44	1,44	1,57	1,90
0,48	1,57	1,74	1,88	1,89	2,05	2,49
0,54	1,99	2,20	2,38	2,39	2,60	3,15
0,6	2,45	2,71	2,93	2,95	3,21	3,88
0,66	2,97	3,28	3,55	3,56	3,88	4,70
0,72	3,53	3,90	4,22	4,24	4,62	5,59
0,78	4,15	4,58	4,96	4,98	5,42	6,56
0,84	4,81	5,31	5,75	5,77	6,29	7,61
0,9	5,52	6,10	6,60	6,63	7,22	8,74
0,96	6,28	6,94	7,51	7,54	8,21	9,94
1,02	4,31	4,77	5,16	5,18	5,64	6,83
1,08	2,95	3,27	3,53	3,55	3,86	4,68
1,14	2,01	2,22	2,41	2,42	2,63	3,18
1,2	1,36	1,50	1,62	1,63	1,77	2,15
1,26	0,90	1,00	1,08	1,08	1,18	1,43
1,32	0,59	0,65	0,71	0,71	0,77	0,93
1,38	0,38	0,42	0,45	0,45	0,49	0,60
1,44	0,23	0,26	0,28	0,28	0,30	0,37
1,5	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,22
1,56	0,08	0,09	0,09	0,09	0,10	0,12
1,62	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06
1,68	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
1,74	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
1,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,64	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,76	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

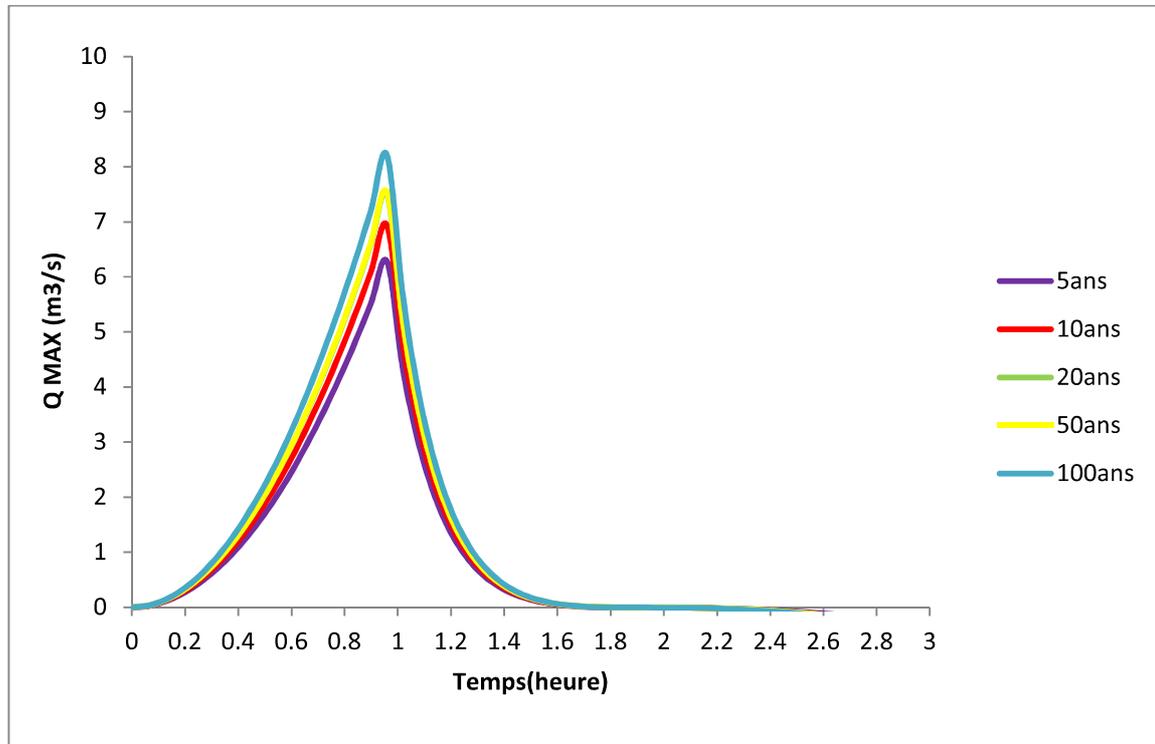


Figure III.5.Hydro gramme des crues probables en fonction du temps selon méthode de sokolovsky

Conclusion :

L'Hydro gramme de crue établis permettent de voir l'évolution des crues dans Le temps.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant le pôle universitaire de Tipaza et nous permet de dimensionner les ouvrages proposés dans les chapitres suivant pour protéger contre les inondations de cette zone.

Chapitre IV :
Estimation des débits
pluviaux

Introduction

Les eaux pluviales comprennent les eaux de pluie, de lavages des rues et les eaux de drainage.

Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques, on peut citer deux méthodes principales d'évaluation des débits pluviaux :

- Méthode superficielle.
- Méthode rationnelle.

IV.1 Méthode rationnelle

Cette méthode consiste à estimer les débits pluviaux suite à un découpage du bassin en sous bassins. C'est une méthode pratique et facilement applicable pour les agglomérations de petites importances.

La formule de base est la suivante :

$$Q = K \cdot Cr \cdot I \cdot A \quad \text{(IV.1)}$$

Avec :

Q : Débit d'eau de ruissellement (l/s).

Cr : Coefficient de ruissellement.

I : Intensité moyenne de précipitation en (l/s/ha).

K : Coefficient minoratif de l'intensité « I » tenant compte de la distribution de l'alignement du bassin.

A : Surface de l'air d'influence en (ha). **(SALAH.B, 2014)**

a) Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées (Inférieur à 10 ha), le résultat est encore meilleur pour des aires plus faibles dans le but de la bonne estimation de coefficient de ruissellement. Ainsi, elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

b) Temps de concentration :

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

Nous distinguons trois temps :

t_1 : Temps mis par l'eau ruisselante des toits, aires...etc. Pour atteindre la tranche d'égout la plus proche.

$$t_1 = \frac{1}{60.V} (\text{mn}) \quad (\text{IV.2})$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20 minutes.

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas des canalisations, autrement dit le parcant superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{1}{11.\sqrt{I}} (\text{mn}) \quad (\text{IV.3})$$

Trois aspects sont à envisager :

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

Le temps de concentration totale est donné par la formule suivante : $T_c = t_1 + t_2 + t_3$

IV.2 Méthode Superficielle (modèle de CAQUOT) :

L'expression donnant le débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » a été établie à partir des travaux de M. Caquot. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression. La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q_{(f)} = K \frac{1}{U} \cdot I \frac{V}{U} \cdot Cr \frac{1}{U} \cdot A \frac{W}{U} \quad (\text{IV.4})$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a(F) et (ou) de b(F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation.

$$i(t, f) = a(f) t^{b(f)} \quad (\text{IV.5})$$

Où i(t, f) est l'intensité maximale de la pluie de durée (t), de fréquence de dépassement F, i est exprimé en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

Q(f) : est le débit de fréquence de dépassement f exprimé en mètres cubes par seconde.

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).

Cr : coefficient de ruissellement.

A : est la superficie du bassin versant à drainer (en hectares).

K : est un coefficient d'expression.

$$K = [(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)] / 6.6 \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

U : coefficient d'expression : $1 + 0.287 \cdot b(f)$

V : coefficient d'expression : $-0.41 \cdot b(f)$

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 \cdot b(f)$

a) Validité de la méthode superficielle :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- Une superficie totale (< 200 ha)
- La pente doit être comprise entre ($0.2 < I < 5$) %
- Le coefficient de ruissellement ($0.2 < Cr < 1$)
- Le coefficient d'allongement ($0.8 < M < 2$)

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Toutefois selon les conditions aux limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car elle est mieux adaptée aux critères de notre site d'étude.

IV.4. Application de la méthode rationnelle pour la zone d'étude :

IV.4.1. Application de la méthode rationnelle sur les sous bassins du pôle universitaire :

Le calcul des débits pluvieux se fait suivant la formule de la méthode rationnelle suivante :

$$Q = K \cdot Cr \cdot i \cdot A$$

Tel que :

$K=1$ car l'intensité est uniforme sur tout le bassin versant

Cr : le coefficient de ruissellement a été déterminé suivant la nature des surfaces

Pour l'estimation du Coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces (**Voir Annexe N°5**).

Du calcul hydrologique chapitre 3 (§ 3.3) on a :

$$i = 0.17 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

A : superficie de chaque sous bassin en (ha).

L'équation devient :

$$Q = 0,17 \cdot Cr \cdot A$$

L'estimation des coefficients de ruissellement est mentionné dans le **Tableau IV.2**.

On a déterminé le coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces des 17 sous bassins du bassin versant voir Annexe n°5.

Tableau IV.1. Estimation du coefficient de ruissellement

Sous bassin	Superficie (ha)	Cr
B1	3	0,6
B2	0,6	0,6
B3	2	0,6
B4	2,1	0,6
B5	3,3	0,5
B6	3	0,4
B7	0,5	0,7
B8	1,2	0,6
B9	2,4	0,4
B10	1,2	0,5
B11	3,2	0,5
B12	1,2	0,5
B13	1,6	0,6
B14	3,3	0,6
B15	1,1	0,5
B16	2,1	0,5
B17	0,7	0,5

Pour le coefficient de ruissellement pondéré, on la calculer avec la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{C_{r1} * A_1 + C_{r2} * A_2 + \dots + C_r * A_i}{A} \tag{IV.7}$$

Les résultats du calcul des débits pluviaux par la méthode rationnelle sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Estimation des débits pluviaux dans les sous bassins et les bassins équivalent du pôle universitaire de Tipaza

Sous bassin	Bassins équivalent (tronçons)	Superficie (ha)	Cr	Q pluvial (m3/s)
SB1		3	0,6	0,306
SB2		0,6	0,6	0,061
SB1//SB2	F1 (B12-B10)	3,6	0,6	0,367
SB3		2	0,6	0,204
F1		3,6	0,6	0,367
SB3//F1	F2(B10-B7)	5,6	0,6	0,571
SB4		2,1	0,6	0,214
F2		5,6	0,6	0,571
SB4//F2	F3 (B7-B5)	7,7	0,6	0,785
SB5		3,3	0,5	0,281
F3		7,7	0,6	0,785
SB5//F3	F4 (B5-B4)	11	0,57	1,066
SB6		3	0,4	0,204
SB9		2,4	0,4	0,163
SB6+SB9	F5	5,4	0,4	0,367
SB7		0,5	0,7	0,06
SB8		1,2	0,6	0,122
SB7//SB8	F6	1,7	0,63	0,182
SB10		1,2	0,5	0,102
F6		1,7	0,63	0,182
SB10+F6	F7	2,9	0,58	0,284
SB11		3,2	0,5	0,272
F7		2,9	0,58	0,284
SB11//F7	F8	6,1	0,54	0,556
SB12		1,2	0,5	0,102
SB13		1,6	0,6	0,163
SB12+SB13	F9	2,8	0,56	0,265
SB14		3,3	0,6	0,337
SB15		1,1	0,5	0,094
SB14//SB15	F10	4,4	0,58	0,430
SB16		2,1	0,5	0,179
F10		4,4	0,58	0,43
SB16+F10	F11	6,5	0,55	0,609
SB17		0,7	0,5	0,06

La schématisation des tronçons équivalents est illustrée sur la planche N°1.

// : Pour indiquer que les deux sous bassins sont en parallèles.

+ : Pour indiquer que les deux sous bassins sont en séries.

IV.4.2. Détermination des débits de ruissellement des sous bassins du pole universitaire de Tipaza :

Suivant la topographie et le réseau hydrographique du bassin d'étude, on a départagé notre bassin en sous bassins drainés par les Talweg de I à 6, afin de respecter le sens du ruissèlement naturel du bassin. (Voir planche N°2).

On va prendre en considération le découpage selon les zones d'influences des trois talwegs.

Talweg I (principal) : il est positionné dans le coté Est du pôle universitaire, la zone influencé par ce talweg (I) va être découpé en deux sous bassins **SB I.1** et **SBI.2**.

Talweg (II) : traverse l'intérieur du pôle universitaire à proximité de l'administration, la zone influencée par ce dernier va être découpé en deux sous bassins **SB II.1** et **SB II.2**.

Puis le talweg II se rejoint au talweg I et la zone traversé va être nommée **SB IV**.

Talweg (III) : traverse aussi l'intérieur du pole universitaire coté Ouest, cette zone va être découpée en deux sous bassins **SB III.1** et **SB III.2**.

Pour le calcul des pentes dans cette partie on prend en considération les formules suivantes :

a- La pente moyenne des bassins en série :

La pente moyenne des bassins en série peut se calculer par la formule suivante :

$$I_{\text{moy}} = \left(\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{I_n}}} \right)^2 \tag{IV.8}$$

b- La pente moyenne des bassins en parallèle :

La pente moyenne des bassins en parallèle se calcule par la formule suivante :

$$I_{\text{moy}} = \left(\frac{\sum I_i * Q_i}{\sum Q_i} \right) \tag{IV.9}$$

Le calcul des débits pluviaux des sous bassins des trois talwegs en appliquant la méthode rationnelle est exprimé dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Estimation des débits pluviaux de la zone d'étude pour une période de retour de 10ans

	Bassin	Bassin équivalent	Pente	L (m)	Cr	Superficie (ha)	Q pluvial (m3/s)	Q pluvial (l/s)
	Talweg I							
	SB I 1		0,014	460	0,6	19	1,938	1938
	SB I 2		0,010	425	0,6	6	0,612	612
Série	SB I 1+SB I 2	C1	0,012	885	0,6	25	2,55	2550
	Talweg II							
	SB II 1		0,013	365	0,6	15	1,53	1530
	SB II 2		0,01	360	0,6	8	0,816	816
Série	SB II1+SB II2	C2	0,011	725	0,6	23	2,346	2346
	Talweg III							
	SB III 1		0,013	292	0,5	12	1,02	1020
	SB III 2		0,01	786	0,5	26	2,21	2210
Série	SBIII1+SBIII2	C3	0,011	1078	0,5	38	3,23	3230
	C1		0,012	885	0,6	25	2,55	2550
	C2		0,011	725	0,6	23	2,346	2346
Paralléle	C1//C2	C4	0,012	885	0,6	48	4,896	4896
	C4		0,012	885	0,6	48	4,896	4896
	C3		0,011	1078	0,5	38	3,23	3230
Paralléle	C4//C3	C5	0,012	1078	0,55	86	8,041	8041
	C5		0,012	1078	0,55	86	8,041	8041
	SB IV		0,005	1024	0,6	20	2,04	2040
Série	C5+ SB IV	C6	0,007	2102	0,56	106	10,0912	10091,2
	C6		0,007	2102	0,56	106	10,0912	10091,2
	SB V		0,06	970	0,5	14	1,19	1190
Paralléle	C6+SB V	C7	0,02	2102	0,54	120	11,016	11016
	C7		0,02	2102	0,54	120	11,016	11016
	SB VI		0,03	810	0,5	32	2,72	2720
Série	C7+SB VI	C8	0,023	2912	0,53	152	13,6952	13695,2

Conclusion :

Dans ce chapitre on a estimé les débits pluviaux dans la zone du pôle universitaire, puis on a calculé le débit d'eau pluviale des trois talwegs et on a trouvé un débit total du bassin versant de $13.6\text{m}^3/\text{s}$ qui est un débit assez important. Cette estimation nous permettra tout d'abord d'évaluer la capacité du réseau existant et de dimensionner les aménagements à projeter dans les prochains chapitres.

Chapitre V :
Diagnostic et
expertise de l'état des
lieux et
aménagements
existants

L'objectif de ce chapitre est de reconnaître le réseau d'assainissement existants de la zone d'étude, ainsi que les principaux éléments à étudier, déterminer tous les points de rejets, recenser les différents ouvrages, et de faire un constat sur l'état général des collecteurs principaux.

V.1. Diagnostic physique :

V.1.1. Description globale du réseau d'assainissement existant de la zone d'étude :

Un collecteur gravitaire en béton armé de diamètre 1500/1200/1000 mm et d'un linéaire de 1160m commence à partir du rondpoint qui situé au niveau du boulevard, prend en charge les eaux usées et pluviales qui proviennent du pôle universitaire et se raccorde sur une Galerie existante, cettedernière de dimension 1.4x 1.8m le long d'une route projetée sur un linéaire de 580 m et se raccorde sur un déversoir d'orage existant.

Les eaux pluviales qui proviennent de cette galerie sont acheminées vers la mer à travers un collecteur gravitaire existant DN 1500, et les eaux usées sont acheminées vers une station de relevage existante de la ville de Tipaza à travers d'un collecteur gravitaire DN 800 en béton armé.

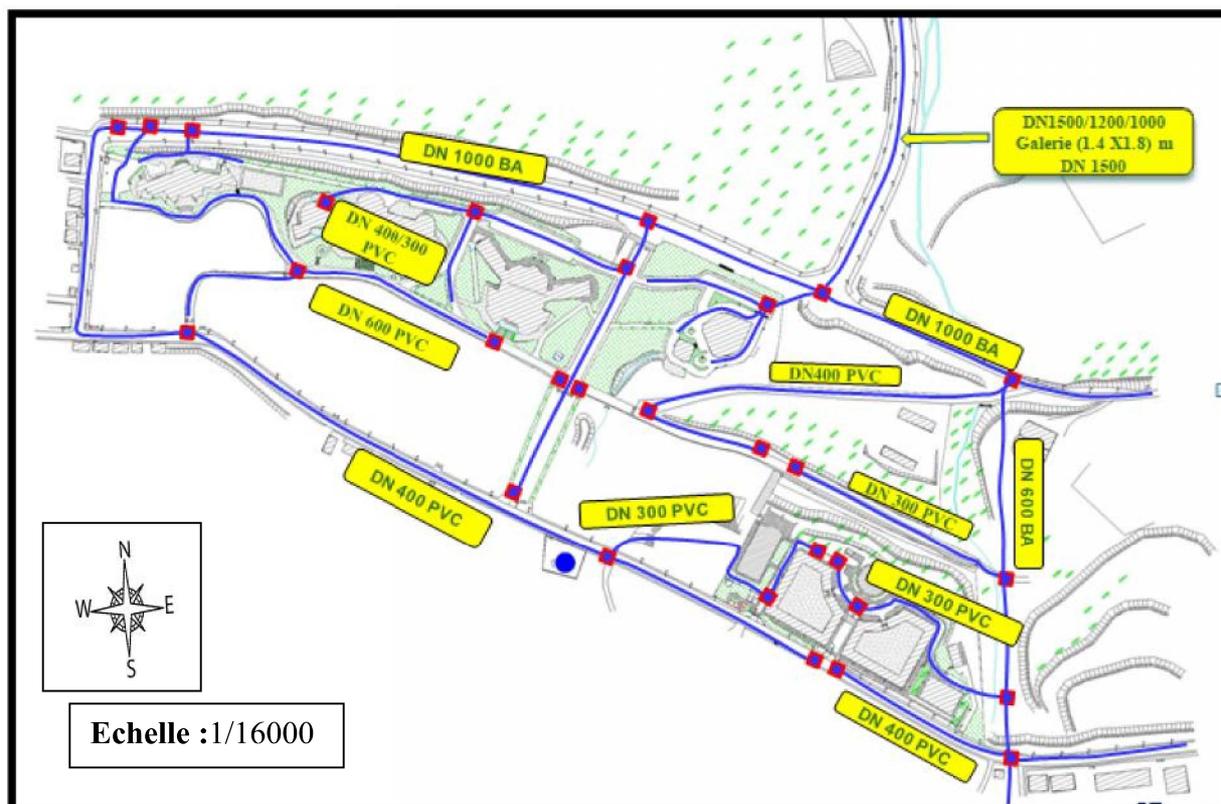


Figure V.1 Réseau d'évacuation existant

V.1.2. Présentation du réseau d'évacuation actuel au niveau du pôle universitaire :

Le réseau d'assainissement existant du pôle universitaire de Tipaza est de type unitaire. Avec une topographie présente des fortes pentes, l'écoulement des eaux se fait gravitaire vers le collecteur principal DN1500/1200/1000.

La conception actuelle du réseau d'assainissement du pôle universitaire de Tipaza tend à découper ce dernier en deux zones géographiques, définies comme suit :

Zone I : Réseau Ouest

Zone II : Réseau Est

V. 1.2.1. Réseau Ouest :

L'évacuation des eaux usées de la zone ouest s'effectue de la manière suivante :

Un collecteur gravitaire « A » en béton armé le long du boulevard de l'Ouest vers l'Est de diamètre 1000 et se raccorde sur le collecteur principal DN 1500/1200/1000. Ce collecteur prend en charge les eaux usées et pluviales de la zone située à l'Ouest et une partie située au Sud Ouest du pôle universitaire de Tipaza à travers des collecteurs en PVC de diamètres DN 300/400/600.

Un collecteur gravitaire « C » en PVC de diamètre 600 mm, débute à partir du regard C32 (situé à proximité de l'entrée de l'institut de science politique) le long d'une route à l'intérieur du pôle, prend en charge les eaux usées et pluviales de 1000 places pédagogique et une partie de 4000 places pédagogique et se raccorde sur le collecteur gravitaire existant « A ».

Un collecteur gravitaire « E » en PVC de diamètre 400, prend en charge les eaux usées et pluviales de l'institut Science économique, commercial, science de gestion et science politique à travers des collecteurs en PVC DN 300 et se raccorde sur le collecteur « D » DN400.

Un collecteur gravitaire « D » en PVC de diamètre 400 le long du boulevard qui traverse le pôle universitaire, prend en charge les eaux usées et pluviales du collecteur « E » et les eaux pluviales du Boulevard et se dirige déverse dans le collecteur « A » DN 1000.

Un collecteur gravitaire « F » en PVC de diamètre 400 mm, débute à partir du regard F8 (situé à proximité du boulevard) le long d'une route à l'intérieur du pôle, prend en charge les eaux usées et pluviales de la zone situées à proximité de l'administration à travers des collecteurs en PVC de diamètres DN300 et se raccorde sur le collecteur gravitaire existant « A ».

V. 1.2.2. Réseau Est :

Un collecteur gravitaire « B » de diamètre DN 1000/600 mm en béton armé, prend naissance à partie de la ligne de crête (limite Sud du pole universitaire) le long de la berge du talweg (I) qui traverse la limite Est du pole universitaire de Tipaza en suite le long du boulevard et se raccorde sur le collecteur principale DN 1500/1200/1000. Ce collecteur prend en charge les eaux usées et pluviales de la zone située à l'Est du pole universitaire de Tipaza à travers des collecteurs en PVC de diamètres DN300 et DN400.

Un collecteur gravitaire « G » en PVC de diamètre 400 le long de la route à l'intérieur du pole universitaire, et se déverse dans le collecteur « B » DN 1000/600.

Un collecteur gravitaire « L » en PVC de diamètre 300mm, débute à partir du regard L5, le long de la route à l'intérieur du pole, prend en charge les eaux usées et pluviales de la zone situé au dessous de la résidence universitaire, il est caractérisé par une profondeur moyenne de 1.30m et se raccorde sur le collecteur gravitaire existant « B ».

Un collecteur gravitaire « H » en PVC de diamètre 300mm, le long de la route situé à l'intérieur de la résidence universitaire, prend en charge les eaux usées et pluviales de la résidence universitaire, traverse la clôture et se raccorde sur le collecteur gravitaire existant « B ».

Un collecteur gravitaire « K » en PVC de diamètre 300mm, débute à partir du regard K8 situé à proximité du réfectoire le long de la route à l'intérieur de la résidence universitaire en suite des terrains nu et se raccorde sur le collecteur « I » DN 400 mm en PVC. Ce dernier le long de la route qui est la limite du pole universitaire en suite traverse le pole et se raccorde sur le collecteur gravitaire existant.

V.1.3. Etat du réseau d'évacuation :

Le réseau d'assainissement existant au niveau du pôle universitaire de Tipaza est en majorité en bon état, mais le manque des ouvrages d'interceptions et d'évacuation des eaux pluviales tel que : les caniveaux, les avaloires et l'absence de l'entretien du réseau causant

- Une dégradation progressive de quelques regards
- La disparition sous chaussée de certains équipements tels que regards
- La disparition et l'obstruction de certains équipements d'évacuation des eaux de surface (grilles et avaloires).
- L'envasement et l'obstruction de certains regards réduisant ainsi les écoulements des eaux pluviales et usées.



Figure V.2. Regard colmaté plein de dépôts dans le sous bassin 5 (Mai 2015)



Figure V.3. Regard profond sans échelle dans le sous bassin 7. (Mai 2015)



Figure V.4 : Stagnation des eaux (Mai 2015)



Figure V.5 : Regard colmaté, plein de dépôts dans le sous bassin 9.(Mai 2015)

Pour le bon fonctionnement du système d'assainissement il est nécessaire de proposer un curage périodique et l'entretien du réseau d'assainissement afin de faciliter l'écoulement vers l'émissaire.

V.1.4. Problématique de la zone d'étude :

D'après l'analyse des données on remarque que la topographie de la zone d'étude présente des fortes pentes provoquant l'augmentation de la vitesse des écoulements des eaux pluviales, et manque des ouvrages d'évacuations des eaux pluviales (caniveaux, collecteur) engendre des surélévations des niveaux d'eau et donc des inondations de quel que partie au niveau du pole universitaire.

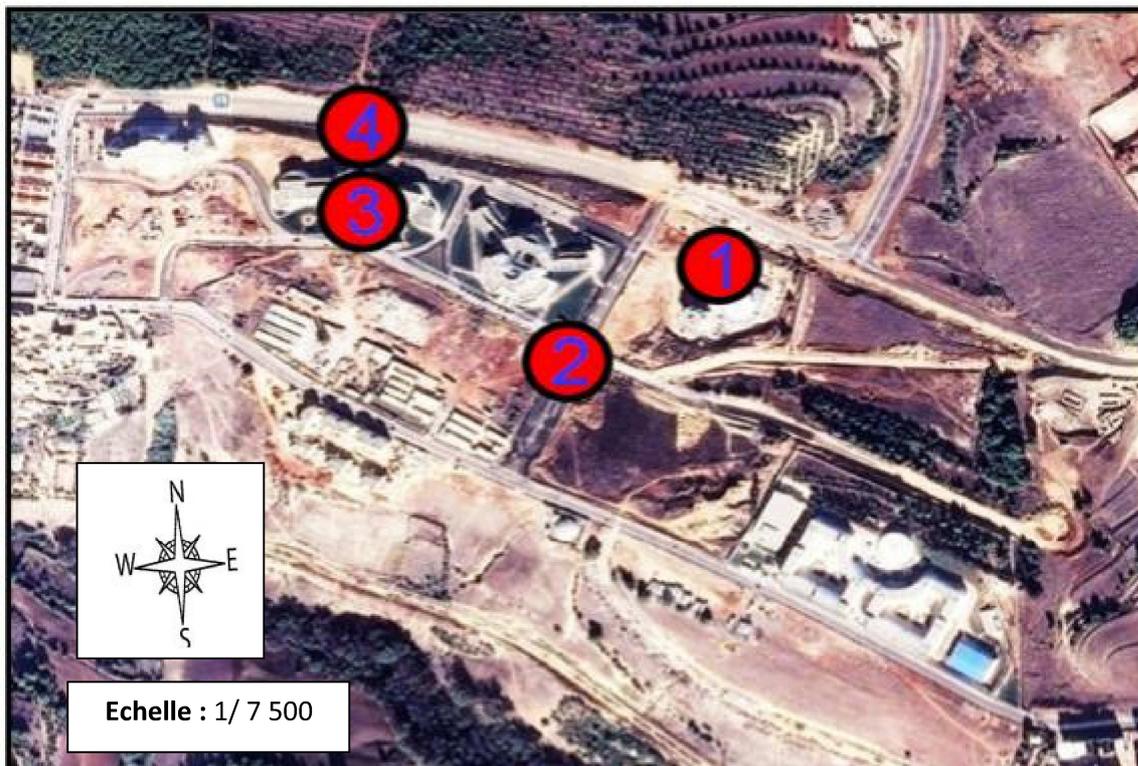


Figure V.6 : les points noirs du pole universitaire de Tipaza

Les quatre zones affectées sont illustrées dans les figures suivantes :

- 1 Inondation au niveau de l'administration



Figure V.7 : Inondation au niveau de l'administration

- 2 Inondation du boulevard située à l'intérieur du pole universitaire



Figure V.8 : Inondation de la route située à l'intérieur du pole universitaire

- 3 Inondation de l'institute de science de l'économie

- 4 Inondation de la clôture au niveau du boulevard.



Figure V.9 : inondation des deux points 3 et 4 (Image Google Earth)

Chapitre V Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagements existants

V.2. Diagnostic hydraulique :

L'analyse de l'adaptation des canalisations existante pour les débits estimés dans le chapitre précédent est une étape indispensable pour le bon dimensionnement des aménagements à projeter dans notre étude.

V.2.1. Vérification de la capacité des collecteurs composant le réseau d'assainissement du pôle universitaire :

Dans cette partie il s'agit d'une vérification de la capacité des collecteurs en termes de débit, les résultats des calculs effectués sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Vérification de la capacité des collecteurs du pôle universitaire.

Tronçons	I (m/m)	D existant (mm)	Qtot (m3/s)	D cal (mm)	Q _{ps} (m3/s)	h (mm)	V (m/s)	Observations
F1	0.034	600	0.367	397	1.10	239	3.51	Vérifié
F2	0.035	600	0.571	466	1.12	304	3.98	Vérifié
F3	0.028	600	0.785	548	1.00	401	3.92	Vérifié
F4	0.031	600	1.066	603	2.27	386	4.45	Non Vérifié
F5	0.02	400	0.367	439	0.85	276	2.89	Non Vérifié
F6	0.078	400	0.182	261	0.57	156	4.02	Vérifié
F7	0.093	400	0.284	299	0.62	190	4.82	Vérifié
F8	0.052	400	0.556	428	0.84	297	4.57	Non Vérifié
F9	0.046	400	0.265	332	0.44	225	3.64	Vérifié
F10	0.016	600	0.43	485	0.76	324	2.76	Vérifié
F11	0.024	600	0.609	512	0.93	355	3.50	Vérifié
SB 3	0.036	300	0.204	315	0.39	207	3.11	Non Vérifié
SB 4	0.011	300	0.214	401	0.39	266	2.02	Non Vérifié
SB 5	0.040	400	0.281	348	0.41	245	3.49	Vérifié
SB 12	0.046	300	0.102	232	0.20	152	2.87	Vérifié
SB 11	0.016	400	0.272	409	0.47	275	2.46	Non Vérifié

On remarque que les diamètres des tronçons F4, F5, F8, SB3, SB4 et SB11 sont inférieurs aux diamètres théoriques donc se sont des collecteurs à redimensionner.

V.2.2. Vérification de la capacité du collecteur principale « A » situé le long du boulevard externe :

L'évacuation des eaux usées et pluviales du côté Ouest du pôle s'effectue à l'aide du collecteur gravitaire « A » en Béton armé le long du boulevard de diamètre 1000 mm,

L'estimation du débit collecté par ce collecteur est représenté dans le tableau suivant :

Chapitre V Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagements existants

Tableau V.2. Estimation des débits pluviaux du collecteur « A »

Sous bassin	Bassins équivalent	Superficie (ha)	Cr	Q pluvial (m3/s)
F9		2.8	0.56	0.265
F11		6.5	0.55	0.609
F9//F11	F12	9.3	0.55	0.874
F12		9.3	0.55	0.874
SB17		0.7	0.5	0.06
F12//SB17	F13	10	0.55	0.929
F08		6.1	0.54	0.556
F13		10	0.55	0.929
F08//F13	F14	16.1	0.55	1.49

On trouve un débit total de 1.49 m³/s.

Tableau V.3. Vérification de la capacité du collecteur « A »

Collecteur	D existant (mm)	Pente	Q tot (m3/s)	Q sp (m3/s)	Observation
A	1000	0,01	1,49	2.34	Vérifier

En comparant le débit que peut évacuer le diamètre existant et le débit théorique calculé, on peut dire que le collecteur existant « A » est suffisant d'évacuer tout les eaux provenant de la zone Ouest du pole universitaire de Tipaza.

V.2.3. Vérification de la capacité des collecteurs principaux et de la galerie existante :

La collecte des eaux rejetées par la zone du pole universitaire se fait essentiellement par les collecteurs principaux DN 1500/1200/1000 et par la galerie (1.4*1.8) m.

Le collecteur DN 1000 collecte les eaux rejetées directement du pole universitaire au point N3 mentionné sur la planche N°2.

Le collecteur DN 1200 collecte les eaux du DN 1000 plus le raccordement DN 400.

Le collecteur DN 1500 prend en charge la collecte du DN 1200.

La galerie (1.4*1.8) m collecte les débits d'eau rejetés par le DN 1500 plus les débits d'eau pluviale drainée par les trois talwegs. Les résultats des calculs effectués sont dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Vérification de la capacité des collecteurs principaux

Chapitre V Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagements existants

Qtot(m ³ /s)	Pente (m/m)	D théo (mm)	D norm (mm)	D existant (mm)	Observation
Collecteur DN 1000					
2,923	0,01	1087	1200	1000	non vérifié
Collecteur DN 1200					
3,063	0,01	1107	1200	1200	vérifié
Collecteur DN 1500					
3,063	0,01	1107	1500	1500	vérifié
Galerie existante (1,4*1,8)m					
11.19	0,01	1799	1800	(1,4*1,8)m	vérifié
Collecteur DN 1500 (N5,N6)					
13,7	0,014	1822	2000	1500	non vérifié

D'après le tableau, les résultats du calcul montre que :

Le collecteur DN 1000 est à redimensionner car il n'est pas suffisant pour évacuer le débit estimé.

Les collecteurs DN1200/1500 sont suffisant pour évacuer les débits estimés.

La galerie existante (1.4*1.8) m est suffisante pour évacuer le débit calculé.

La section du collecteur DN 1500 (N5, N6) existante est inférieure à la section calculée pour un débit de 13.7 m³/s.

En résumant le tableau suivant va englober les collecteurs à changer et ceux à garder.

Tableau V.5. Récapitulatif des collecteurs à changer et ceux à garder

Collecteurs à rénover	Collecteurs à garder
Tronçon F4	Tronçon F1
Tronçon F5	Tronçon F2
Tronçon F8	Tronçon F3
Tronçon SB3	Tronçon F6
Tronçon SB4	Tronçon F7
Tronçon SB11	Tronçon F9
Collecteur principal DN1000	Tronçon F10
Collecteur principal DN1500 (N5, N6)	Tronçon F11
	Tronçon SB5
	Tronçon SB12
	Collecteur principal DN1500/1200
	Galerie existante (1,4*1,8)m
	Collecteur A DN1000

Chapitre V Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagements existants

La schématisation des tronçons est illustrée sur la planche N°3.

Conclusion :

L'urbanisation accélérée dans la zone d'étude nécessite un développement de réseaux d'évacuation des eaux pluviales permettant l'absorption des eaux pluviales engendrées par un coefficient de ruissellement fort.

Le réseau à projeter doit tenir compte du redimensionnement des collecteurs à changer ainsi que des ouvrages en ligne tel que les ouvrages de prises, les ouvrages de rejets, les déversoirs d'orage, les caniveaux, les avaloires et les ouvrages de protections et de répartition des eaux pluviales.

Chapitre VI :
Calcul Hydraulique
et dimensionnement
des ouvrages

Introduction

Une fois l'estimation des débits pluviaux est faite on passe a la mise en exécution des différents paramètres calculés lors des chapitres précédentes pour dimensionner les différents ouvrages à projeter dans la zone d'étude.

VI.1. Dimensionnement du réseau d'évacuation d'eau pluvial

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

VI.1.2. Les conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

VI.1.3. Les formules principales de calcul

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développés par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

a- Formule de CHEZY

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot I} \quad (\text{VI.1})$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m).

C : Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{8}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{VI.2})$$

γ : Coefficient de BAZIN qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle : $\gamma = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

b- Formule de MANNING :

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{VI.3})$$

Ou :

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

n : coefficient de MANNING, dépend des parois de la conduite.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

c- Formule de STRIKLER :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

K_s : Coefficient de rugosité de Strickler = $1/n$

VI.1.4. Mode de calcul :

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

-L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

Avant tout on définit les paramètres suivants :

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

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

$$Q=V.S \quad (VI.5)$$

Avec :

Q : Débit (m³ /s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré une macro sur Excel, et logiciel de dimensionnement des eaux pluviales pour faciliter la tâche du dimensionnement. Pour cela on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V=K_S R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (VI.6)$$

Où :

I(m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q.

Rh (m): Rayon hydraulique.

Ks: Coefficient de Strickler dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q=K_S S R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (VI.7)$$

D'où le diamètre est calculé section pleine par la formule :

$$D_c = \left(\frac{3.2 * Q_t}{K_S * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (VI.8)$$

D_{cal} : le diamètre qui correspond au débit Q_t mais avec une section pleine

D_{cal} va être normalisé D_{nor} et introduit dans l'équation du débit pleine section exprimé par la formule suivante :

$$Qp = K_S S_n \left(\frac{D_n}{4} \right)^{2/3} I^{1/2} \quad (VI.9)$$

Pour ce qui est des valeurs de Manning, on s'est référé sur les valeurs présentées par **(Degoutte, 2012)**

Tableau VI.1. Valeurs du coefficient de Manning pour différent matériaux

Nature de la paroi	Valeur de k en m ^{1/3} /s
Béton lisse	75-90
Canal et terre, non enherbé	60
Canal et 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

(Degoutte, 2012)

Dans notre cas la nature de la paroi est en béton armé, on prend $K=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ce qui donne une rugosité du canal d'une valeur $n=0.013$.

Le rayon hydraulique est exprimé en :

$$R_H = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

S_m : section mouillée.

P_m : périmètre mouillée.

$$S_m = (\pi - \theta) r^2 + \frac{r^2}{2} \sin 2\theta$$

$$P_m = 2(\pi - \theta) \cdot r$$

Tel que : θ en (rad)

On résout l'équation du débit en fonction de θ : $Q=f(\theta)$

Par des itérations on trouve la valeur de θ .

On détermine la hauteur d'eau h en (mm) :

$$h = r + r \cdot \cos \theta = r \cdot (1 + \cos \theta)$$

Tel que : r : rayon du collecteur en (mm)

Détermination du rapport de hauteur :

C'est le rapport entre la hauteur d'eau et le diamètre d'un collecteur circulaire :

$$R_h = \frac{h}{D} \quad (\text{VI.11})$$

VI.1.5. Dimensionnement des collecteurs du réseau interne du pole universitaire :

Selon l'analyse faite dans le chapitre précédent, il est nécessaire de redimensionner les collecteurs qui ont un diamètre inférieur au diamètre théorique calculé,

Les résultats du dimensionnement sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Dimensionnement des collecteurs secondaire du pole universitaire de Tipaza

Tronçons	ΔH (m)	L(m)	I (m/m)	Qtot (m ³ /s)	D existant (mm)	D cal (mm)	D norm (mm)	Observation
F1	7,48	220	0,034	0,367	600	397	400	$D_{nor} < D_{existant}$
F2	8,75	250	0,035	0,571	600	466	600	$D_{nor} = D_{existant}$
F3	7	250	0,028	0,785	600	547	600	$D_{existant}$ changé
F4	11,78	380	0,031	1,066	600	602	800	$D_{existant}$ changé
F5	3,80	190	0,02	0,367	400	438	600	$D_{existant}$ changé
F6	12,17	156	0,078	0,182	400	261	400	$D_{nor} < D_{existant}$
F7	27,53	296	0,093	0,284	400	298	400	$D_{nor} = D_{existant}$
F8	17,99	346	0,052	0,556	400	428	500	$D_{existant}$ changé
F9	38,92	846	0,046	0,265	400	332	400	$D_{nor} = D_{existant}$
F10	3,55	222	0,016	0,43	600	485	600	$D_{nor} = D_{existant}$
F11	13,13	547	0,024	0,609	600	512	600	$D_{nor} = D_{existant}$
SB 3	9	250	0,036	0,204	300	315	400	$D_{existant}$ changé
SB 4	2,26	206	0,011	0,214	300	401	500	$D_{existant}$ changé
SB 5	15,2	380	0,040	0,281	400	348	400	$D_{nor} = D_{existant}$
SB 12	3,95	86	0,046	0,102	300	232	300	$D_{nor} = D_{existant}$
SB 11	5,5	346	0,016	0,272	400	409	500	$D_{existant}$ changé

Interprétation :

Les tronçons F1 et F6 sont surdimensionnés, on remarque que le diamètre normalisé est inférieur au diamètre existant.

Les tronçons F4, F5, F8, SB3, SB4 et SB11 vont être rénové par les diamètres normalisés mentionnés dans le tableau afin de pouvoir évacuer les débits des sous bassins concerné.

VI.1.6. Paramètres hydrauliques :

Après avoir déterminé les diamètres normalisés, on passe au calcul des différents paramètres hydraulique, Les résultats de calcul récapitulés sont portés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Paramètres hydraulique des collecteurs secondaires du pole universitaire de Tipaza.

Tronçons	Qtot (m3/s)	D nor (mm)	Q _{ps} (m3/s)	S _m	P _m	R _H	h (mm)	R _h	V (m/s)	Remarque
F1	0.367	600	1.10	0.105	0.819	0.128	239	0.40	3.51	coll B
F2	0.571	600	1.12	0.143	0.950	0.151	304	0.51	3.98	coll B
F3	0.785	600	1.00	0.201	1.148	0.175	401	0.67	3.92	coll B
F4	1.066	800	2.27	0.240	1.228	0.195	386	0.48	4.45	coll B
F5	0.367	600	0.85	0.127	0.895	0.142	276	0.46	2.89	coll F
F6	0.182	400	0.57	0.045	0.540	0.084	156	0.39	4.02	coll D
F7	0.284	400	0.62	0.059	0.609	0.097	190	0.48	4.82	coll D
F8	0.556	500	0.84	0.122	0.881	0.138	297	0.59	4.57	coll D
F9	0.265	400	0.44	0.073	0.679	0.107	225	0.56	3.64	coll I
F10	0.43	600	0.76	0.156	0.991	0.157	324	0.54	2.76	coll C
F11	0.609	600	0.93	0.174	1.053	0.165	355	0.59	3.50	coll C
SB 3	0.204	400	0.39	0.066	0.643	0.102	207	0.52	3.11	coll H
SB 4	0.214	500	0.39	0.106	0.817	0.130	266	0.53	2.02	coll L
SB 5	0.281	400	0.41	0.081	0.719	0.112	245	0.61	3.49	coll G
SB 12	0.102	300	0.20	0.036	0.474	0.076	152	0.51	2.87	coll K
SB 11	0.272	500	0.47	0.110	0.835	0.132	275	0.55	2.46	coll E

Interprétation :

Les noms des collecteurs sont indiqués sur la planche N°1.

R_H : représente le rayon hydraulique qui est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé.

R_h : représente le rapport de hauteur.

On a des rapports de hauteurs faible pour les tronçons F1 et F6 et cela revient à leurs surdimensionnement.

VI.1.7. Dimensionnement des collecteurs principaux de la zone d'étude :

Après avoir fait le diagnostic hydraulique des collecteurs DN 1500/1200/1000 et de la galerie existante on passe au redimensionnement des collecteurs à changer.

Les résultats des calculs obtenus sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Dimensionnement des collecteurs principaux

collecteurs	Qt (m3/s)	I (m/m)	D norm (mm)	Qps (m3/s)	Sm (m2)	Pm (m)	RH	h (mm)	Rh	V (m/s)
DN1000	2.923	0.01	1200	3.80	0.789	2.270	0.347	789	0.66	3.71
DN1200	3.063	0.01	1200	3.80	0.819	2.328	0.352	816	0.68	3.74
DN1500	3.063	0.01	1500	6.89	0.809	2.257	0.359	700	0.47	3.79
Galerie existante (1,4*1,8)m	11.19	0.01	1.4*1.8	12.65	2.250	4.350	0.517	1.4		4.44
DN1500 (N5-N6)										
	6.85	0.012	1500	7.55	1.367	3.047	0.449	1083	0.72	4.81
	6.85	0.012	1500	7.55	1.367	3.047	0.449	1083	0.72	4.81

Interprétation :

En analysant les résultats du tableau VI.3, on déduit que le premier collecteur DN 1000 n'est pas suffisant pour évacuer les eaux usées et pluviales du pôle universitaire de Tipaza, ce qui fait il doit être renouvelé par celui d'un DN 1200 en béton armé, Pour ce qui est du dernier collecteur DN 1500 (N5, N6), on propose d'augmenter la section de ce dernier par la projection d'un deuxième collecteur DN 1500 à partir du déversoir au point N5 qui déversera dans la mer.

VI.2. Présentation des variantes d'aménagement :

Après avoir étudié tous les résultats du diagnostic et du calcul hydraulique du réseau d'assainissement du bassin du pôle universitaire de Tipaza, et pour protéger ses infrastructures contre l'inondation nous avons proposé deux variantes d'aménagement :

Variante 01 :

Canalisation du talweg I qui traverse la limite du pôle universitaire (coté Est) par la projection d'un collecteur circulaire en béton armé sur un linéaire de 1400 m, débute à partir de la ligne de crête, prend en charge les eaux de ruissellement du sous bassin versant du talweg I, ensuite traverse le boulevard qui est situé au dessous du pôle universitaire, continue son parcours jusqu'à la galerie existante (1.4*1.8) m.

Canalisation du talweg (II) qui traverse l'intérieur du pôle universitaire à l'extrémité de l'administration par la projection d'un collecteur circulaire en béton armé sur un linéaire de 640 m, débute dans le sous bassin SB 6 et prend en charge les eaux de ruissellement du sous bassin du talweg II ensuite traverse le boulevard et l'espace puis se rejoint à la galerie projeté d'un linéaire de 405 m qui déverse par la suite dans la galerie existante (1.4*1.8) m.

La projection d'une série d'avaloirs au niveau de chaque entrées du pôle universitaire et sur le boulevard situé à l'intérieur.

La projection de neuf caniveaux à l'intérieur du pôle universitaire à savoir que leurs emplacement est schématisé sur la planche N°3.

Aménagement du talweg III qui traverse l'intérieur du pôle universitaire (coté ouest) par la projection d'un canal trapézoïdal en béton sur un linéaire de 210 m, débute à partir du boulevard qui est située au dessous du pôle universitaire, prend en charge les eaux de ruissellement qui proviennent du sous bassins du talweg III, traverse l'espace vert et se déverse dans une galerie projeté d'un linéaire de 405 m et se raccorde sur la galerie existante (1.4*1.8) m.

Raccordement de caniveaux dans le collecteur projeté pour éviter l'intersection des collecteurs et en même temps soulager le réseau d'assainissement existant.

Variante 02 :

Aménagement du talweg I par un canal trapézoïdal traversant la limite du pôle universitaire (coté Est) sur un linéaire total de 1400m, débute à partir de la ligne de crête (la route) prend en charge les eaux pluviales qui proviennent du sous bassin du talweg I en suite traverse la route du boulevard par la projection d'un dalot (ouvrage de traversé) puis continue son parcours jusqu'à la galerie existante (1.4*1.8) m.

Canalisation du talweg (II) qui traverse l'intérieur du pôle universitaire à l'extrémité de l'administration par la projection d'un collecteur circulaire en béton armé sur

un linéaire de 640 m, débute dans le sous bassin SB 6 et prend en charge les eaux de ruissellement du sous bassin du talweg II ensuite traverse le boulevard et l'espace vert puis se rejoint au collecteur projeté d'un linéaire de 405 m qui déverse par la suite dans la galerie existante (1.4*1.8) m.

Projection d'un bassin de rétention au niveau de l'espace vert avant le raccordement du pour permettre une diminution notable la section du collecteur à l'aval.

Projection d'un déversoir d'orage pour déversé les eaux de ruissellement dans le bassin de rétention projeté.

Aménagement du talweg III qui traverse l'intérieur du pole universitaire (coté ouest) par la projection d'un canal trapézoïdal en béton armée sur un linéaire de 210m, débute à partir du boulevard qui est située au dessous du pole universitaire, prend en charge les eaux de ruissellement qui proviennent du sous bassins du talweg III, traverse l'espace vert et se déverse dans un collecteur projeté d'un linéaire de 405 m et se raccorde sur la galerie existante (1.4*1.8) m.

VI.3. Dimensionnement des aménagements des variantes proposées :

VI.3.1. Le choix de la section de meilleure conductivité :

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente I et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale :

Tableau V.5: Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression	Définition
B	$b+2mh$	La largeur du miroir du canal, en (m)
S	$h (b+ mh)$	La surface mouillée
P	$b+2h \sqrt{1 + m^2}$	Le périmètre mouillé
R_h	$h (b+ mh)$	Rayon hydraulique
	$b+2h \sqrt{1 + m^2}$	
M	$\cotg \varphi$	Fuit de talus, d'après la nature du terrain

b : La largeur du fond du canal, en (m)

VI.3.2. Calculs du rayon hydraulique maximal :

$$\text{On a: } R_h = \frac{S}{P} = \frac{h}{2} \quad (\text{VI.13})$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

VI.3.3. Calcul de la profondeur normale h_n :

Pour la détermination de h_n on utilise la méthode itérative. On tire la valeur de (h_n) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme

$$Q = S.C.\sqrt{I}.\sqrt{R} \quad (\text{VI.14})$$

Donc on donne des valeurs à (h_n) Jusqu'à une valeur de Coefficient cherché de débit avec la pente k (m³/s).

$$k = \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad (\text{VI.15})$$

Par suite on trace la courbe $k = f(h_n)$, et on détermine la valeur de h_n (m) correspondante à K . C'est à dire on cherche h (m) pour le débit Q_{\max} .

VI.3.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes :

Parmi cette méthode on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE. On utilise la méthode itérative.

VI.3.5. Calcul de la pente critique :

La pente critique correspond à la profondeur critique, elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C.S_{cr}.\sqrt{I_c}.\sqrt{R_h} \quad (\text{VI.16})$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S_c^2 R_h} \quad (\text{VI.17})$$

Variante 01 :**Tableau VI.6. Dimensionnement du collecteur du talweg I (variante01)**

Tronçons	I collecteur (m/m)	Q_{tot} (m ³ /s)	D_{norm} (mm)	Q_{sp} (m ³ /s)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_H	h	R_h	V (m/s)
Talweg I	0.02	2.55	1000	3.31	0.55	1.89	0.29	0.66	0.66	4.65

Tableau VI.7. Dimensionnement du collecteur du talweg II (variante 01)

Tronçons	I collecteur (m/m)	Q_{tot} (m ³ /s)	D_{norm} (mm)	Q_{sp} (m ³ /s)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_H	h	R_h	V (m/s)
Talweg II	0.02	2.35	1000	3.31	0.51	1.82	0.28	0.62	0.62	4.57

Interprétation :

On a obtenu un diamètre normalisée DN 1000 collecteur circulaire en béton armé pour évacuer les de ruissellement du talweg I, ainsi que pour les eaux de ruissellement du talweg II.

Un canal à ciel ouvert de forme trapézoïdale sera projeté sur une longueur de 210 m, débute à partir du boulevard qui est située au dessous du pole universitaire puis traverse l'espace vert et se déverse dans la galerie projeté.

Tableau VI.8. Données de départ

Q (m ³ /s)	3.23
Coefficient d'écartement des Talus $m=Ctg\alpha$	2
Coefficient de rugosité n	0.013
Altitude minimale (m)	86.92
Altitude maximale (m)	110.30
Longueur du Canal(m)	210
Pente I du projet (m/ml)	0.02
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	22.83

Tableau VI.9. Détermination de la profondeur normale du canal

hn(m)	b(m)	B(m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	C(m ^{0.5} /s)	k(m ³ /s)	V(m/s)	Fr
0.3	0.5	1.70	0.33	1.84	0.18	57.76	8.07	9.79	5.71
0.4	0.55	2.15	0.54	2.34	0.23	60.25	15.63	5.98	3.02
0.45	0.6	2.40	0.68	2.61	0.26	61.39	21.06	4.79	2.28
0.48	0.58	2.50	0.74	2.73	0.27	61.88	23.82	4.37	2.01
0.47	0.6	2.48	0.72	2.70	0.27	61.76	23.14	4.46	2.08
0.46	0.64	2.48	0.72	2.70	0.27	61.69	22.83	4.50	2.12
0.48	0.65	2.57	0.77	2.80	0.28	62.08	25.22	4.18	1.93
0.5	0.7	2.70	0.85	2.94	0.29	62.57	28.61	3.80	1.72

Interprétation :

On a choisie les valeurs de (b=0.64m, h=0.46 m, B=2.48m).

Par itération jusqu'à l'obtention de la valeur de k (m³/s) la débitance.

Tableau VI.10 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal trapézoïdale (talweg III)

hc(m)	S(m ²)	S ² (m ⁴)	S ² *hc(m ⁵)	P(m)	R _h (m)	i _c (m/m)	Q ² /g
0.48	0.9408	0.885	0.425	3.147	0.299	0.010	1.063
0.49	0.9702	0.941	0.461	3.191	0.304	0.009	1.063
0.5	1	1.000	0.500	3.236	0.309	0.008	1.063
0.6	1.32	1.742	1.045	3.683	0.358	0.004	1.063
0.602	1.32681	1.760	1.060	3.692	0.359	0.004	1.063
0.7	1.68	2.822	1.976	4.130	0.407	0.002	1.063
0.75	1.875	3.516	2.637	4.354	0.431	0.002	1.063

On a déterminé la profondeur critique par la méthode itérative, on a fixé le débit et varie la valeur de h_c tel que :

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S_c \sqrt{h_c} \quad (\text{VI.18})$$

On a trouvé une valeur h_c = 0.602 m.

Une galerie sur un linéaire de 405 m prend en charge les eaux d'évacuation venant du collecteur projeté (talweg II) et du canal trapézoïdal (talweg III).

Tableau VI.11. Données de départ

Q (m ³ /s)	5.58
Coefficient d'écartement des Talus m=Ctgα	0
Coefficient de rugosité n	0.013
Altitude minimale (m)	50.27
Altitude maximale (m)	82.82
Longueur du Canal(m)	405
Pente I du projet (m/ml)	0.08
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	19.72

Tableau VI.12. Détermination de la profondeur normale du canal talweg III

h_n (m)	b (m)	B (m)	S (m ²)	P (m)	R_h (m)	C (m ^{0.5} /s)	k (m ³ /s)	V (m/s)	Fr
0.4	0.8	0.80	0.32	1.60	0.20	58.82	8.42	10.09	5.10
0.5	1	1.00	0.50	2.00	0.25	61.05	15.26	6.46	2.92
0.55	1	1.00	0.55	2.10	0.28	62.03	17.89	5.87	2.53
0.551	1.1	1.10	0.61	2.20	0.28	62.05	19.74	5.33	2.29
0.56	1.2	1.20	0.67	2.32	0.28	62.22	22.12	4.81	2.05
0.6	1.3	1.30	0.78	2.50	0.30	62.94	26.89	4.14	1.71
0.7	1.4	1.40	0.98	2.80	0.35	64.58	37.44	3.30	1.26

On a choisie les valeurs de ($b=1.1$ m, $h=0.551$ m, $B=1.1$ m).

Par itération jusqu'à l'obtention de la même valeur de k (m³/s).

On remarque que la vitesse est un peu plus élevé que la vitesse limite 5m/s et cela revient à la forte pente, on propose des regards de visite.

Tableau VI.13 : Détermination la profondeur critique et la pente critique de canal rectangulaire (talweg III)

h_c (m)	S (m ²)	S^2 (m ⁴)	$S^2 \cdot h_c$ (m ⁵)	P (m)	R_h (m)	i_c (m/m)	Q^2/g
0.55	0.605	0.36603	0.2013138	2.2	0.275	0.08039	3.173945
0.6	0.66	0.4356	0.26136	2.3	0.286957	0.06382	3.173945
1	1.1	1.21	1.21	3.1	0.354839	0.01731	3.173945
1.2	1.32	1.7424	2.09088	3.5	0.377143	0.01108	3.173945
1.3	1.43	2.0449	2.65837	3.7	0.386486	0.00914	3.173945
1.379	1.5169	2.30099	3.1730592	3.858	0.393183	0.00794	3.173945

On a déterminé la profondeur critique par la méthode itérative, on a fixé le débit et varie la

valeur de h_c tel que : $\frac{Q}{\sqrt{g}} = S_c \sqrt{h_c}$

On a trouvé une valeur $h_c = 1.38$ m

Variante 02 :

Canal trapézoïdal sur un linéaire de 1400m prend en charge les eaux de ruissellent du talweg I et déverse dans la galerie existante (1.4*1.8) m.

Tableau VI.14. Données de départ

Q (m ³ /s)	2.55
Coefficient d'écartement des Talus m=Ctga	2
Coefficient de rugosité n	0.013
Altitude minimale (m)	50.27
Altitude maximale (m)	178.05
Longueur du Canal(m)	1400
Pente I du projet (m/ml)	0.02
Coefficient cherché de débit avec la pente K (m ³ /s):	18.03

Tableau VI.15. Détermination de la profondeur normale du canal talweg I

h_n(m)	b(m)	B(m)	S(m₂)	P(m)	R_h(m)	C(m^{0.5}/s)	k(m³/s)	V(m/s)	Fr
0.4	0.5	2.10	0.52	2.29	0.23	60.09	14.89	4.90	2.48
0.41	0.51	2.15	0.55	2.34	0.23	60.33	15.87	4.68	2.33
0.42	0.52	2.20	0.57	2.40	0.24	60.56	16.88	4.46	2.20
0.43	0.52	2.24	0.59	2.44	0.24	60.76	17.77	4.30	2.09
0.432	0.52	2.25	0.60	2.45	0.24	60.80	17.95	4.27	2.07
0.433	0.52	2.25	0.60	2.46	0.24	60.82	18.04	4.25	2.06
0.44	0.53	2.29	0.62	2.50	0.25	60.99	18.86	4.11	1.98
0.45	0.54	2.34	0.65	2.55	0.25	61.21	19.99	3.94	1.87

On a choisie les valeurs de (b=0.52 m, h=0.433m, B=2.25 m).

Tel que : la formule de la débitance est comme suit :

$$K = \frac{Q}{\sqrt{I}} = C. S. \sqrt{R_H} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Tableau VI.16 : Détermination de la profondeur critique et la pente critique de canal trapézoïdal (talweg I)

hc(m)	S (m ²)	S ² (m ⁴)	S ² *hc (m ⁵)	P (m)	R _h (m)	i _c (m/m)	Q ² /g
0.4	0.72	0.518	0.207	2.789	0.258	0.013	0.663
0.43	0.7998	0.640	0.275	2.923	0.274	0.010	0.663
0.5	1	1.000	0.500	3.236	0.309	0.005	0.663
0.52	1.0608	1.125	0.585	3.326	0.319	0.004	0.663
0.53	1.0918	1.192	0.632	3.370	0.324	0.004	0.663
0.535	1.10745	1.226	0.656	3.393	0.326	0.004	0.663
0.536	1.11059	1.233	0.661	3.397	0.327	0.004	0.663
0.537	1.11374	1.240	0.666	3.402	0.327	0.004	0.663

On a déterminé la profondeur critique par la méthode itérative, on a fixé le débit et varie la valeur de h_c tel que :

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = S_c \sqrt{h_c} \quad (\text{VI.19})$$

On a trouvé une valeur h_c = 0.536m

Tableau VI.17. Dimensionnement du collecteur Talweg II (variante 02)

Tronçons	I collecteur (m/m)	Q tot (m3/s)	D norm (mm)	Q sp (m3/s)	Sm (m2)	Pm (m)	RH	h (m)	Rh	V (m/s)
Talweg II	0.02	2.35	1000	3.31	0.51	1.82	0.28	0.62	0.62	4.57

Interprétation :

On a obtenue un diamètre normalisé de DN 1000 pour évacuer les eaux de ruissellement du talweg II avec une vitesse d'écoulement acceptable.

VI.3.6. Dimensionnement des ouvrages spéciaux :**VI.3.6.1. Déversoirs d'orage :**

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer par surverse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

Il joue le rôle d'équilibre dans le collecteur,

A). les fonctions du déversoir d'orage :

- Évacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Évacuer sans surverse le débit critique.
- Surverser le débit excédentaire des pluies et des averses sans remous le débit nuisible et sans surcharge en réseau aval.
- Assurer le partage du flux polluant aux milieux naturels et collecteur aval.
- Assurer le rôle du by-pass et équilibré l'écoulement du réseau.

B). Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

*Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.

*Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.

-La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

-La topographie du site et La variation des pentes.

C). Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position du milieu du rejet :

- Les déversoirs à seuil latéral haut.
- Les déversoirs à seuil latéral bas.
- Les déversoirs à seuil latérale et a conduite aval étranglé
- Les déversoirs à seuil latérale et a conduite aval libre
- Les déversoirs à seuil frontal haut
- Les déversoirs à seuil frontal bas
- Les déversoirs à ouverture de fond

- Les déversoirs latéraux doubles
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs à barrage gonflable

Le choix de type de déversoir a projeté sera en fonction des données hydrauliques à l'amont de ce dernier. (SALAH BOUALEM, 2014)

VI.3.6.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral ou frontal .On doit déterminer :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{eu}) et du débit pluvial(Q_p).

$$Q_T = Q_P + Q_{eu} \quad \text{(VI.20)}$$

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

$$Q_{ST} = d \times Q_{eu} \quad \text{(VI.21)}$$

d : représente la dilution ($d=3$).

Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \quad \text{(VI.22)}$$

- La hauteur de la lame déversée(H_r)
- La longueur du seuil, déversant(L).

Dans notre cas le déversoir d'orage est projeté pour évacuer les eaux vers le bassin de rétention dans le but de vider le réseau aval. On opte pour un déversoir d'orage type frontal.

Déversoirs d'orage type frontal 1 :

Ce déversoir d'orage se place sur le collecteur projeté du Talweg II, avant le raccordement dans collecteur projeté Talweg III, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement dans le bassin de rétention et d'évacuer les eaux vers le collecteur projeté Talweg III.

Les données de base sont les suivants :

- Diamètre d'entrée $D_e = 1000$ mm
- Débit total à l'entrée $Q_t = 2.35$ m³/s
- Débit à plein section $Q_{ps} = 3.31$ m³/s

Calcul du coefficient de retardement :

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{1} \quad (\text{VI.23})$$

t_c = temps de concentration (mn) ; $t_c = 15$ mn

Donc $Z = 0.85$

Calcul du débit d'eau pluvial corrigé :

$$Q_{p \text{ corrigé}} = Z * Q_{pl} = 0.85 * 2.35 = 1.9975 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où :

Le débit total est de: $Q_{p \text{ corrigé}} = 1.9975 \text{ m}^3/\text{s}$

La pente égale à 0.02 m/m

La hauteur d'eau d'entrée : $H_e = 618 \text{ mm}$

Hauteur de pèle :

$$Q_{\text{non déversé}} = Q_t - Q_{p \text{ corrigé}}$$

$$\text{On trouve : } Q_{\text{non déversé}} = 2.35 - 1.9975 = 0.3525 \text{ m}^3/\text{s}$$

On calcule la hauteur de pèle suivant la méthode des rapports :

$$R_Q = \frac{Q_t}{Q_p} = 0.106$$

R_h (d'après la formule en fonction de R_Q) on trouve : 0.23

$$H_p = R_h * D_e = 0.23 * 1000 = 230 \text{ mm}$$

On remarque que la hauteur de pèle est d'une valeur de 230mm alors qu'en pratique la valeur minimale est de 500 mm. Donc on propose comme solution, d'imposer la hauteur de pèle de 500mm et relever le niveau du collecteur arrivant au déversoir pour qu'il déverse.

On relève le collecteur de 270mm du niveau existant.

Alors : $H_p = 500 \text{ mm}$

Hauteur de la lame d'eau déversée :

$$H_{\text{dév}} = H_e - H_p \quad H_{\text{dév}} = 618 - 230 = 388 \text{ mm}$$

La longueur du déversoir :

On applique la formule de Bazin :

$$Q_d = m \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_d^{1.5} \quad (\text{VI.24})$$

Avec :

Q_d : débit déversé en m³/s

m : coefficient de débit il dépend de la forme de seuil et il varie suivant la hauteur de la lame déversante pour les crête minces nous prenons $m = 0.4$.

L : La longueur du déversoir exprimée en mètres

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

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir.

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{0,4 \cdot \sqrt{2g} \cdot H_d} \quad (\text{VI.25})$$

On trouve :

$$L = 2.91 \text{ m}$$

Les caractéristiques du déversoir sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Caractéristiques des déversoirs d'orage (type frontal).

	Q déversé (m ³ /s)	H_p (m)	L (m)
DO	1.9975	500	2.91

VI.3.6.3. Bassins de retenue d'eau pluviale :

Ce sont des réservoirs d'accumulation d'eau pluviale destinées à régulariser les débits de fortes précipitations, ils permettent une diminution notable des sections de canalisation du réseau à l'aval ainsi qu'une zone de loisir.

VI.3.6.4. Dimensionnement du bassin de rétention :

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin deux méthodes existent et qui sont la méthode, dite des pluies et la méthode dite des volumes.

Ces deux méthodes supposent que le débit sortant est constant.

Le calcul du volume d'un bassin, tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin
- Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue.

Tous ces facteurs permettent le remplissage de la retenue, parallèlement d'autres paramètres tendent à vidanger la retenue à savoir :

Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration).

Les pertes d'eau par évaporation.

Les pertes d'eau par infiltration.

a- Méthode dite des pluies :

Cette méthode se base essentiellement sur un principe hydraulique, et par conséquent, nous citons uniquement les étapes à suivre pour la détermination du volume. Il faut connaître la fréquence de pluie et la valeur du débit demandé (Q) : C'est à dire le débit qui sort du bassin de retenue.

Détermination du volume :

$$V_1 = 3600 Q.t \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VI.26)}$$

Avec :

V1 : volume en (m³)

Q : débit de vidange en (m³/s)

t : en heure

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

$$V_2 = V_1 / S C_a \quad \text{(VI.27)}$$

Correspondant à une hauteur d'eau :

$$h = 3600 Q.T / S C_a$$

Avec :

h: en mm

Q: en m³/s

S : surface totale du bassin à drainer en hec ;

T : temps en h;

Ca : coefficient d'apport compris entre 0.05 et 0.6

On peut alors reporter sur le graphique de la droite h(t) OB donnant, en fonction du temps, la hauteur d'eau évacuée (figure VI.1). A partir d'une loi statistique on a établi,

pour chaque intervalle de temps une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour. (SALAH BOUALEM, 2014)

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

$$V=10 \Delta h S C_a \quad (\text{VI.28})$$

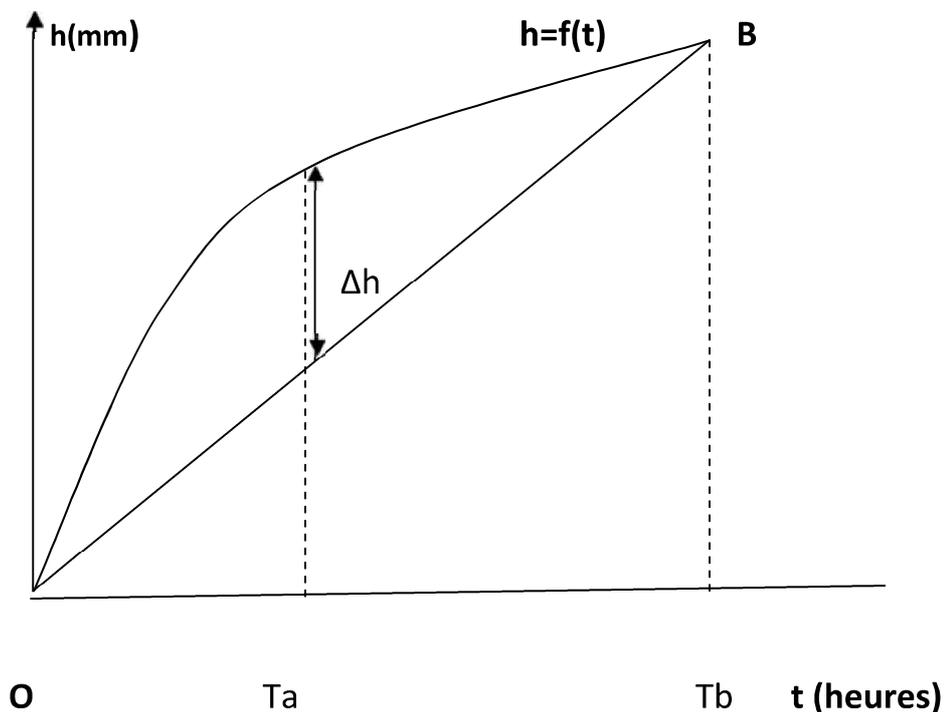


Figure VI.1 : courbe fréquentiel de pluie

Avec :

Ta : le temps de remplissage.

Tb-Ta: le temps de vidange.

b- Méthode dite des volumes :

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

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour. Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant :

(SALAH BOUALEM, 2014)

$$Q = \frac{C_a * S * q}{3} \quad (\text{VI.29})$$

Q: débit de fuite en (m³/s)

Ca : coefficient d'apport (Ca=Sa/S)

S : surface totale en (ha)

Sa : surface active en (ha)

q : débit de fonctionnement de bassin en (mm/h)

On détermine le débit q d'après la relation suivante :

$$q(\text{mm/h}) = 360 Q / S_a \quad (\text{VI.30})$$

En fonction de la période de retour choisie et le débit de fuite de q (mm/h), on détermine la hauteur d'eau h_a (mm) (voir abaque Annexe N°7) qui est la capacité spécifique de stockage moyennant les principes hydrologiques.

On détermine le volume V moyennant, la relation :

$$V (\text{m}^3) = 10 h_a S_a \quad (\text{VI.31})$$

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

$$D'où : \quad V_t = V_b + \frac{1}{6} V = \frac{7}{6} V \quad (\text{VI.32})$$

Le calcul de bassin de retenue des eaux pluviales :

On choisie la méthode dite des volumes car c'est la méthode la plus utilisée. Le bassin versant du pole universitaire est de 150 ha dans la région 1 où le coefficient est égal à 0,15 et pour une pluie de type décennal, le volume du bassin de retenue muni d'un dispositif d'évacuation à débit constant (débit de fuite de 0,45 m³/s).

On a :

$$C_a = 0.17$$

$$S = 150 \text{ ha}$$

$$S_a = 26 \text{ ha}$$

$$Q = 0.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = \frac{3 \cdot 0.4}{2} = 6.23 \text{ mm/h}$$

D'où, d'après [l'annexe 7] On a $h_a = 21 \text{ mm}$

$$\text{Donc le volume est de : } V = 10 \cdot 21 \cdot 26 = 5460 \text{ m}^3$$

Alors le volume totale est de :

$$V_T = \frac{7}{6} V \text{ on trouve } V_T = 6370 \text{ m}^3$$

On fixe la hauteur du bassin à 1.5 m alors la surface du bassin est $St = 4247 \text{ m}^2$

Si la largeur est fixée à $l = 50 \text{ m}$ on trouve une longueur de $L = 85 \text{ m}$

Donc les caractéristiques de ce bassin sont :

L=85m, h=1.5m, l=50m sera placé avant le raccordement du collecteur projeté (Talweg II) avec le collecteur projeter (Talweg III).

On passe au dimensionnement du Collecteur (Talweg III) , puis que on a projeter le bassin de rétention le débit refouler par le collecteur (Talweg II) va diminuer donc on trouve :

$$Q_{T \text{ talweg II}} = Q_{\text{non déversé}} = 0.3525 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dim (talweg III)}} = Q_{\text{talweg III}} + Q_{\text{non déversé}} = 3.23 + 0.3525$$

On trouve :

$$Q_{\text{dim (talweg III)}} = 3.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau VI.19. Dimensionnement du collecteur Talweg III (variante 02)

Tronçons	I collecteur (m/m)	Q_{tot} (m^3/s)	D_{norm} (mm)	Q_{sp} (m^3/s)	S_m (m^2)	P_m (m)	RH	h (m)	Rh	V (m/s)
Talweg III	0.018	3.58	1200	5.10	0.73	2.17	0.34	0.74	0.62	4.88

Interprétation :

Le collecteur talweg III est de diamètre normalisé de DN1200 évacue les eaux de ruissellement des deux talwegs II et III et les déverser dans la galerie existante (1.8*1.4) m.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait un aménagement pour protéger le pôle universitaire de Tipaza contre les eaux de ruissellement qui inonde la zone en période de crue, pour cela on a proposé deux variantes différentes, à savoir le dimensionnement de la première variante a aboutit à :

un collecteur circulaire en béton armée DN 1000 (Talweg I) sur un linéaire de 1400m, collecteur circulaire en béton armée DN1000 (Talweg II) sur un linéaire de 640m, un canal trapézoïdal en béton armée (0.70*0.60) m (Talweg III) sur un linéaire de 210 m et une galerie en béton armée de dimension (1.1*1.5) m (Talweg III) sur un linéaire de 405 m.

En ce qui concerne la deuxième variante on a trouvé le dimensionnement suivant :

un canal trapézoïdal en béton armée de dimension (0.6*0.55) m (Talweg I) sur un linéaire de 1400m, collecteur circulaire en béton armée DN1000 (Talweg II) sur un linéaire de 640m, suivit d'un déversoir d'orage d'une hauteur de pèle H=500mm et une longueur de 2.91 m surverse dans un bassin de rétention de dimension de (85*50*1.5)m, un canal trapézoïdal en béton armée (0.7*0.6)m (Talweg III) sur un linéaire de 210 m et un collecteur circulaire en béton armée DN1200 de (Talweg III) sur un linéaire de 405 m.

Le choix de la variante adéquate revient à l'étude technico économique entre les deux variantes dans le prochain chapitre.

Chapitre VII :

Management de

projet

La réalisation d'un système de protection contre les inondations est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire le temps de réalisation, les couts, et d'augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. Ce qui nous donne le chemin critique.

VII.1. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes taches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche terre végétal.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des canalisations en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.2. Détermination des différents volumes :

A) Volume de la couche de terre végétale :

Le volume de la couche décapée est calculé par la formule suivante :

$$V_{cv} = b \cdot h_v \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VII-1)}$$

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : Profondeur de la couche végétal. On prend $h_v=0.1$ m

L : longueur total des tranchées (m).

B) Volume des déblais des tranchées :

Le volume des déblais est calculé suivant la formule :

$$V_d = b \cdot h \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VII-2)}$$

Avec :

b : largeur de la couche du tronçon (m).

L : longueur total des tranchées (m).

h : profondeur de la tranchée (m) tel que : $h=e+D_{\text{coll}}+(0.8-1.2)$

C) Volume du lit de sable :

La formule est :

$$V_{\text{ls}} = e \cdot b \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VII-3)}$$

Avec :

e : épaisseur de la couche de sable (m). on prend $e=0.2\text{m}$.

b : largeur de la couche du tronçon (m).

L : longueur total des tranchées (m).

D) Volume occupé par les conduites :

Il est calculé par :

$$V_{\text{cond}} = L \cdot \pi \cdot D^2/4 \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VII-4)}$$

L : longueur total des tranchées (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

E) Volume du remblai :

Il est formulé par :

$$V_r = V_d - [V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VII-5)}$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

F) Volume excédentaire :

La formule est :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VII-6)}$$

$V_{\text{excé}}$: Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que : } V_f = V_{\text{deb}} \cdot K_f \quad \text{(VII-7)}$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24.$$

Les différents volumes sont représentés dans le tableau suivant :

Variante 01 :

Les résultats d'estimation des volumes de travaux de la variante N°1 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Volumes des travaux des canalisations projetées variante 01.

	V _{cv}	V _d	V _{ls}	V _{cond}	V _r	V _f	V _{exc}
	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
Réseau d'eau pluviale	728.57	20785.28	1457.14	3785.6	14814	25773.7	10959.7

L'estimation du devis quantitatif et estimatif concernant la variante N°1 est présentée dans le tableau qui suit :

Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet variante 01.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	728.57	150	109285.5
2	Déblai	M3	20785.28	300	6235584
3	Pose du lit de sable	M3	1457.14	1000	1457140
4	Remblai de la tranchée	M3	14814	350	5184900
5	Evacuation des déblais excédentaires	M3	10959.7	160	1753552
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en PVC				
	400	MI	250	4200	1050000
	500	MI	898	6500	5837000
	600	MI	190	7000	1330000

2	Canalisation en béton armé				
	800	MI	380	7500	2850000
	1000	MI	2040	9100	18564000
	1200	MI	360	14300	5148000
	1500	MI	450	20000	9000000
C	Construction en béton armé				
1	Réalisation des caniveaux en béton armé de dimension 0,5 m × 0,5 m , y compris cadre, grille en fonte et le raccordement sur regard en conduite PVC DN 400.	U	9	300 000	2700000
2	Réalisation d'un canal trapézoïdal dosé à 350Kg/m3, y compris ferrailage coffrage décoffrage et toutes sujétions de mise en œuvre	M ³	345	32 000	11040000
3	Réalisation d'une galerie en béton armé coulé sur place dosé à 350Kg/m3, y compris ferrailage coffrage décoffrage, et toutes sujétions de mise en œuvre.	M ³	792	32 000	25344000
4	Réalisation d'un ouvrage de réception des eaux en béton armé dosé à 350Kg/m3.	U	2	15000.00	30000.00
5	Construction des regards en béton armé	U	83	120 000	9960000
	THT				107 593 462
	TVA 19%				20 442 757.78
	TTC				128 036 219.78

Variante 02 :

Les résultats d'estimation quantitative de la variante N°2 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.3. Volumes des travaux des canalisations projetées variante 02.

	V _{cv}	V _d	V _{ls}	V _{cond}	V _r	V _f	V _{exc}
	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³	m ³
Réseau d'eau pluviale	1359.97	21111.48	1869.94	3650.01	14231.6	26178.24	11946.7

L'estimation du devis quantitatif et estimatif concernant la variante N°2 est présentée dans le tableau qui suit :

Tableau VII.4: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet variante 02.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	1359.97	150	203995.5
2	Déblai	M3	21111.48	300	6333444
3	Pose du lit de sable	M3	1869.94	1000	1869940
4	Remblai de la tranchée	M3	14231.56	350	4981047.3
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M3	11946.67	160	1911467.44
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en PVC				
	400	MI	250	4200	1050000
	500	MI	898	6500	5837000
	600	MI	190	7000	1330000

2	Canalisation en béton armé				
	800	MI	380	7500	2850000
	1000	MI	640	9100	5824000
	1200	MI	765	14300	10939500
	1500	MI	450	20000	9000000
C	Construction en béton armé				
1	Réalisation des caniveaux en béton armé de dimension 0,5 m × 0,5 m , y compris cadre, grille en fonte et le raccordement sur regard en conduite PVC DN 400.	U	9	300 000	2700000
2	Réalisation d'un canal trapézoïdal dosé à 350Kg/m3, y compris ferrailage coffrage décoffrage et toutes sujétions de mise en œuvre	M ³	345	32 000	11040000
3	Réalisation d'un canal trapézoïdal dosé à 350Kg/m3, y compris ferrailage coffrage décoffrage et toutes sujétions de mise en œuvre	M ³	2300	32 000	73600000
4	Réalisation d'un ouvrage de réception des eaux en béton armé dosé à 350Kg/m3.	U	2	15000.00	30000.00
5	Construction des regards en béton armé	U	37	120 000	4440000
6	Construction du bassin de rétention	U	1	350000	350000
7	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	16000	16000
	THT				144 306 394
	TVA 19%				27 418 214.86
	TTC				171 724 608.86

VII.3. Choix de la variante :

Après l'étude technico économique entre les deux variantes, et puisque la zone d'étude présente un programme d'urbanisation dans le future et la variante N°2 demande plus d'espace pour la réalisation, en plus elle est couteuse par rapport à la première, on opte pour la variante N°1.

VII.4. Planification des travaux :**VII.4.1. Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste à :

- L'installation des postes de travail. L'observation instantanée.
- L'analyse des tâches.
- La définition des objectifs et des attributions.
- La simplification des méthodes.
- La stabilisation des postes de travail

VII.4.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

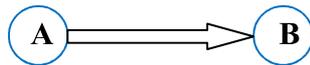
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

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

1. Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

2. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches. L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

VII.4.2.1.1. Différentes méthodes basées sur le réseau :

A) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) : L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1 ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2 ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

B) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) : C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.4.2.2. Méthodes basées sur le graphique :**VII.4.2.2.1-Méthode linéaire (ligne of balance technique) :**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

VI.4.2.2.2 -Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VII.4.3-Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

- **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.4.4-Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VII.4.4.1-Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et : $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

VII.4.4.2-Le chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$CC \leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D. T. P \end{cases}$$

VII.4.4.3. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VII.4.4.4-Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes:

- Décapage de la terre végétale – A : 30 jours
- Excavation de la tranchée – B : 50 jours
- Remblai en TVO (tout -venant) – C : 60 jours
- Compactage – D : 30 jours
- Lit de béton propriété – E : 45 jours
- Mise en mise en œuvre des canaux – F : 70 jours
- Le bétonnage – G : 80 jours
- Compactage des tranches des collecteurs – H 20 jours

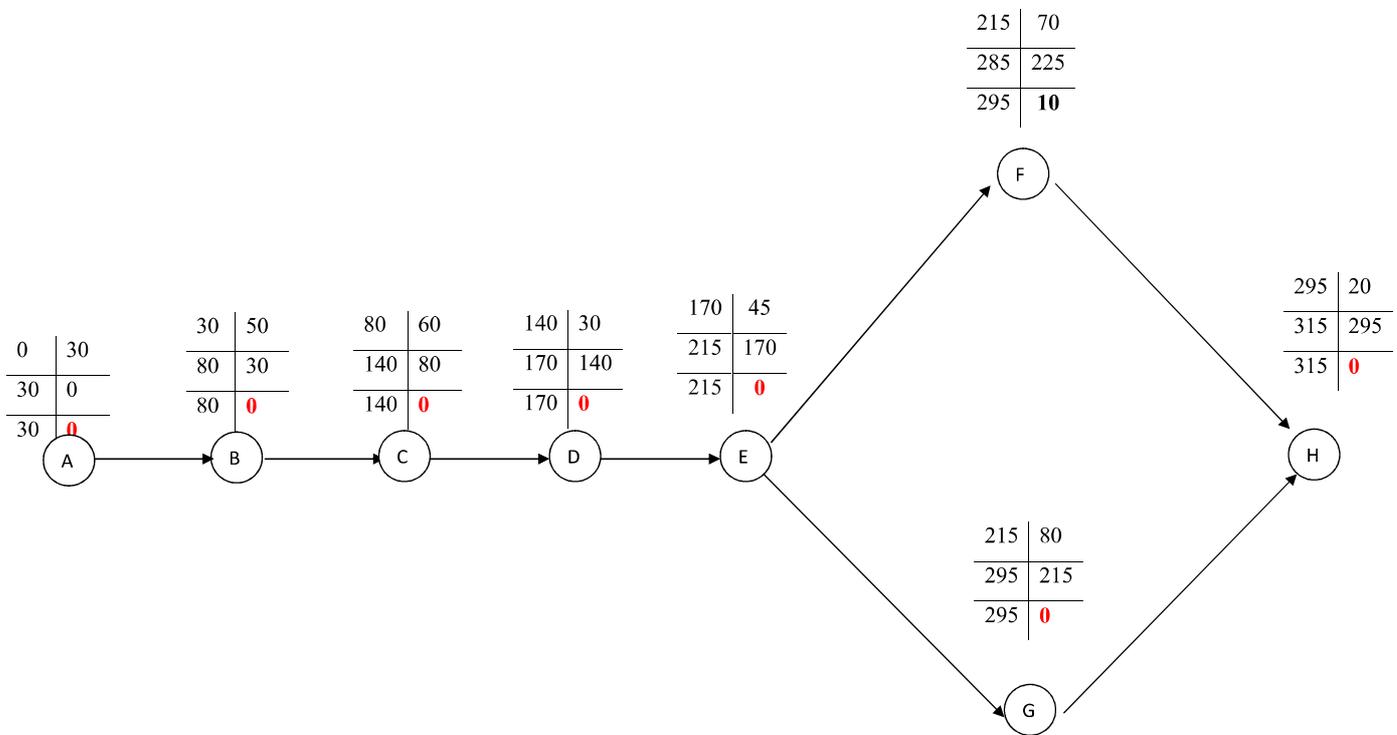


Figure VII.1. Réseau à nœud

VII.4.4.5- Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	50	30	80	10	80	0
C	60	80	140	40	140	0
D	30	140	170	50	170	0
E	45	170	215	60	215	0
F	70	215	285	95	295	10
G	80	215	295	80	295	0
H	20	295	315	295	315	0

D'après le chemin critique : $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E \rightarrow G \rightarrow H$

Le temps de réalisation du projet d'assainissement d'eau pluviale du pôle universitaire de Tipaza est de 315 jours.

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet des deux variantes qui est le critère major pour le choix de la variante retenue. La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet, qui va durer 315 jours. En guise de recommandation, on pourra réutiliser les collecteurs changé en PVC et cela pour gagner dans le cout car les collecteurs en PVC sont réutilisable. Pour ce qui est du matériel de mise en œuvre et qualification de l'entreprise de réalisation on recommande une entreprise qui a réalisé des projets similaire ainsi que le respect des consignes de pose de conduites et le bon compactage du remblai avec vérification d'échantillonnage dans des laboratoires géni civile concernées.

Conclusion générale :

L'assainissement des eaux pluviales dans les zones urbaines est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

C'est pour cette raison qu'on a traité ce sujet qui vise à protéger le pôle universitaire de Tipaza contre le risque d'inondation causé par les eaux de ruissellement en période d'orage, en projetant des aménagements conformes aux spécificités du site.

Le travail s'est articulé autour de trois axes essentiels.

Le premier axe a concerné la reconnaissance du site par l'étude des caractéristiques morphologiques du bassin du pôle universitaire de Tipaza, de sa topographie et de l'étude hydrologique qui nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale d'une période de retour de 10ans ainsi que l'hydrogramme de crue.

En seconde partie, on a estimé les débits pluviaux dans la zone du pôle universitaire, ce qui a permis d'analyser l'adaptation du réseau existant mais aussi de proposer des variantes adéquates pour évacuer les eaux pluviales et faire face au risque d'inondation. Le choix a porté sur la variante suivante qui consiste à :

- aménager le talweg I avec un collecteur en béton armé DN 1000,
- canaliser le talweg II à l'aide d'un collecteur circulaire DN 1000,
- aménager l'amont du talweg III par un canal trapézoïdale de dimensions (0.6*0.7)m,
 - projeter une galerie qui prend en charge les eaux évacuées par le talweg II et le talweg III, puis les accorder à la galerie existante (1.4*1.8) m.

Enfin, l'étude estimative des volumes des travaux, a permis d'établir une estimation du coût total du projet. La planification de ces travaux a aidé à déterminer la durée de réalisation du projet qui est de 315 jours.

Pour conclure, la durabilité et le bon fonctionnement des aménagements,est tributaire de la rigueur dans l'exécution du projet, de l'entretien et de la maintenance régulière de ces aménagements.

Références bibliographiques :

BENMIA K, 2012, Evaluation de la performance des barrages de protection contre les inondations, cas de la ville de Ghazaouet, Thèse de magister, Université de Tlemcen

BOUDJERDA M., 2005, Protection contre les inondations de la ville de Fouka (W. Tipaza), Mémoire de magister, Ecole national supérieur d'hydraulique.

BRAVARD. J.P., 1991, Les crues et inondations du Rhône, la dynamique fluviale à l'épreuve des changements environnementaux quels enseignements applicables à l'aménagement des rivières la houille blanche.

CHACHOUA A., 2010, Gestion de crue dans un bassin versant –Etude hydrologique, hydraulique et aménagement, Mémoire de Magister, Université de Tlemcen.

DEGOUTTE.G, 2012, Hydraulique et morphologie fluviales appliquées, Diagnostic, aménagement et gestion des rivières (2^o Éd.).

LENCASTRE A, 2008, Hydraulique Générale, professeur en hydraulique Université nouvelle-Lisbonne-Portugal.

MERABET A., 2006, Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.

MORELL.M, 1989, Quelques aspects sur les crues et inondations en Guadeloupe, Centre de la Guadeloupe, Pointe a Pitre. France.

SALAH BOUALEM, 2014, « Assainissement des eaux usées et pluvial des agglomérations », ENSH Blida

TOUAIBIA.B, 2004, Manuel Pratique d'hydrologie, Presses Madani Frères. Blida.

Annexes

Annexe N°1 : Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de HADJOUT

MOIS	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	P j Max (mm)
ANNEE													
1970	9	24	0	28,7	25,1	16	16	21,1	10,5	14,7	0	0	28,7
1971	34,3	10	40,7	29	14,2	21,1	37,3	11	24,4	5	0	8	40,7
1972	86	23	19	17,1	61	33,4	36	32	0	16,4	0	0	86
1973	16,6	46,5	17,7	48	4,6	18	38	31,5	0	2,5	0	0	48
1974	17,5	42,8	26,1	1,3	10,2	18	39,3	21,1	33	8	0	7,3	42,8
1975	0	0	54	53,7	43	23,5	31,1	36,1	24,5	0	1	11,1	54
1976	14,2	40,6	11,6	18,3	18,1	3,5	24	30,7	17,6	9	0	0	40,6
1977	5,4	17,6	50,6	1,5	18,5	6,6	18,8	44,9	27	3,4	0	0	50,6
1978	0	69	30,1	21,6	28,6	40	70	9,2	22,9	7,1	13,7	5,1	70
1979	51,1	17,4	25,4	19,7	32	16,9	30,9	25,8	0	0	0	0	51,1
1980	20,4	12,2	38,6	42,9	20,3	41	22	19	10,7	0	0	0	42,9
1981	0	21,4	1,4	2,8	65,9	13,7	15	12,7	57,2	3,2	0	0	65,9
1982	24,9	26,1	73,4	5,1	4,2	14,7	9,1	3,5	0	0	0	0	73,4
1983	0	4	11,3	25,8	85,4	20	23,4	13,9	34,5	12,4	0	0	85,4
1984	6,5	102,4	19,4	33,1	29,3	22,6	38,3	7,8	37,5	0	0	0	102,4
1985	1,6	8,7	102	9,2	23,6	25,7	31,6	7,5	3,5	2	11,7	7,6	102
1986	17,4	30,6	35,8	35,7	22,6	39,9	15,3	0	4,3	0,9	0	0	39,9
1987	18	4	33,2	28,9	20,8	10,9	37,3	8	23,5	12,7	0	0	37,3
1988	45,2	11,3	28,6	39,1	14,5	8	46,7	21,4	4	16,6	0	4,1	46,7
1989	6,3	3	18,7	4,3	7	0	18,7	9	6,8	0	9,2	0	18,7
1990	6,2	3,7	10,5	14	53,5	16,5	42,5	4,5	21,9	0	0	3,7	53,5
1991	9	36,6	5,9	6,8	55,8	13,8	35,8	30,5	52,8	16,4	2,9	0	55,8
1992	4,3	36,7	14,8	69,2	5	26,7	22,7	14,7	10,6	0	1	0,3	69,2
1993	14,2	26	9,2	11,2	42,3	10,8	3,5	24,6	3,6	0	0	0	42,3
1994	42,3	23,9	12	28,4	52,1	39,1	42,4	4,5	8	4,3	0	23,6	52,1

1995	30,5	9,1	38,5	12,8	33,7	28,9	15,5	145	4	7,1	2,8	2,3	145
1996	35,7	46,9	10	4,8	16,2	35	2,3	24,6	7,9	0,8	7,7	18	46,9
1997	9,4	46,3	42,4	12,2	1,9	15,1	11,4	37,1	21,9	0	0	2,5	46,3
1998	31,7	9,5	15,6	11,2	25,6	41	83	0	1,4	1,8	0	1	83
1999	3,7	6,5	35,3	41	7,5	0,9	19,5	10,7	16,4	0	0	0	41
2000	7	21,9	26,2	1,1	32,6	13	0,5	58,9	4	0	0	0,2	58,9
2001	14,2	43	51,5	20	13,9	16	23,6	13	10,7	0	29,2	2,5	51,5
2002	7	20,7	25,6	23,8	10,7	26,2	8,9	16,4	11,7	0	0	0	26,2
2003	1,8	4,1	32	19,2	34,9	10,4	16,7	35,7	39	2	0	7,1	39
2004	20,5	14,4	25,5	23	19,6	39	50	16	2	0	0	2,1	50
2005	1,4	18,4	13,8	42,3	19	13,2	5	1,6	41,7	0	0	0	42,3
2006	27,8	0,6	11,9	24,2	1,9	4,5	14	14,8	2,5	0	0	0	27,8
2007	30,6	18,5	29,6	19,3	1,8	2,6	18,6	7,2	4,3	9,3	8,5	0	30,6
2008	14,6	18,5	37,2	15,3	23	4,9	6,6	17,7	8,4	0	0	1,9	37,2
2009	9,8	2	19,7	32,1	18,7	13,2	23,5	8,6	8,5	4	0	27,6	32,1
2010	5,5	19,9	20,3	31,7	48,3	49,5	48	41,7	25,6	12,2	0	0	49,5
2011	4,3	11	43,5	24,7	10,8	45,1	38	29,9	6,8	0,2	1,7	0	45,1

Source A.N.R.H (AGENCE NATIONAL DES RESSOURCE HYDRAULIQUE .BLIDA)

Annexe N°2 : Valeurs classées et comparaison avec la médiane

Rang	Série non classées	Série classées par ordre croissant	Comparaison avec la médiane
1	28,7	18,7	-
2	40,7	26,2	-
3	86	27,8	-
4	48	28,7	-
5	42,8	30,6	-
6	54	32,1	-
7	40,6	37,2	-
8	50,6	37,3	-
9	70	39	-
10	51,1	39,9	-
11	42,9	40,6	-
12	65,9	40,7	-
13	73,4	41	-
14	85,4	42,3	-
15	102,4	42,3	-
16	102	42,8	-
17	39,9	42,9	-
18	37,3	45,1	-
19	46,7	46,3	-
20	18,7	46,7	-
21	53,5	46,9	-
22	55,8	48	+
23	69,2	49,5	+
24	42,3	50	+
25	52,1	50,6	+
26	145	51,1	+
27	46,9	51,5	+
28	46,3	52,1	+
29	83	53,5	+
30	41	54	+
31	58,9	55,8	+
32	51,5	58,9	+
33	26,2	65,9	+

34	39	69,2	+
35	50	70	+
36	42,3	73,4	+
37	27,8	83	+
38	30,6	85,4	+
39	37,2	86	+
40	32,1	102	+
41	49,5	102,4	+
42	45,1	145	+

Annexe N°3. Les pluies maximum journalières

d'Ordre (m)	P _{max ,j} (mm)	$F = \frac{m - 0.5}{n}$	Y = - Ln (-Ln (F(x)))
01	57	0,0119	-1,489
02	63.3	0,0357	-1,204
03	85.5	0,0595	-1,037
04	88.9	0,0833	-0,910
05	90.7	0,1071	-0,804
06	91.5	0,1310	-0,709
07	96.7	0,1548	-0,624
08	97.6	0,1786	-0,544
09	99.6	0,2024	-0,469
10	104.5	0,2262	-0,396
11	105.6	0,2500	-0,327
12	106.2	0,2738	-0,259
13	106.9	0,2976	-0,192
14	107.8	0,3214	-0,127
15	108.3	0,3452	-0,062
16	112.3	0,3690	0,003
17	132.6	0,3929	0,068
18	133.1	0,4167	0,133
19	133.3	0,4405	0,199
20	134.3	0,4643	0,265
21	140.6	0,4881	0,332
22	142.9	0,5119	0,401
23	143.7	0,5357	0,471
24	146.2	0,5595	0,544
25	153.1	0,5833	0,618
26	154.3	0,6071	0,695
27	157.6	0,6310	0,775
28	159.2	0,6548	0,859
29	166.8	0,6786	0,947
30	170.2	0,7024	1,040
31	171	0,7262	1,140
32	174.9	0,7500	1,246
33	178	0,7738	1,361
34	178.6	0,7976	1,487

35	178.9	0,8214	1,626
36	190	0,8452	1,783
37	190.5	0,8690	1,964
38	194.9	0,8929	2,177
39	205.5	0,9167	2,442
40	221.8	0,9405	2,791
41	231	0,9643	3,314
42	280.2	0,9881	4,425

Annexe N°4. Loi de Khi deux

Loi de Khi-deux

Le tableau donne x tel que $P(K > x) = p$

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

Annexe N°5 . Estimation du Coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces

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

Annexe N°6 : Abaque Evaluation du volume des bassins de retenue (Méthode dite des volumes)

