

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »



DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Spécialité : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME

**ETUDE D'AMENAGEMENT DE OUED REGHAIA ET SES
AFFLUENTS POUR LA PROTECTION CONTRE LES INONDATIONS
DES COMMUNES DE REGHAIA ET OULED HEDADJ (W.ALGER)**

Présenté par :

M^r BEN SIDI AHMED L'HACHIMI

Devant les membres du jury:

	Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r	Y.DERNOUNI	M.A.A	Président
M ^{me}	M.KAHLERRAS	M.A.A	Membre
M ^{me}	H.SAIDI	Ing/Doctorante	Membre
M ^{me}	C.SALHI	M.A.B	Membre
M ^r	M.BOUKHELIFA	M.A.B	Promoteur

15 septembre 2015

*A la mémoire de Kamel, Nazim, Abdallah, Miloud, Youcef, Amir,
qui sont disparus si jeunes, loin de leurs familles
dans un noble endroit souillé par des irresponsables.*

Remerciements

Un grand respect pour tous les membres du jury, qui me feront l'honneur de corriger ce présent travail le jour de la soutenance.

Toute ma gratitude envers mon promoteur Mr Mustapha Boukhelifa, pour ses précieux conseils, sa méthode judicieuse de travail, ainsi que la qualité de l'enseignement qui font de lui un exemple pour tous les étudiants de l'école.

Rien ne pourrait exprimer toute ma reconnaissance, envers Yemma qui m'a donné la vie et qui a tellement sacrifié pour que je ne manque de rien. Envers Vava qui est et restera mon idole pour la vie.

Toute ma gratitude envers mes frères : Zizi Farid, Zizi Arezki, Djaafar et Kamel, qui m'ont tout appris, et qui ont toujours été là pour moi.

Un grand MERCI pour mes sœurs ainsi que leurs maris ; spécialement Hakima et Mourad qui resteront toujours mes enseignants préférés.

J'aimerais aussi remercier toute ma grande famille, ainsi que toutes les personnes de mon village Ourdja.

Sans oublier bien sûr, mes amis de longue date :

D'enfance : Rahim, Lotfi et Sii Lwalid,

Du collègue au lycée : Dihia, Hamza, Yacine, Salah, Saloua, Rabah,

Et enfin ceux avec qui j'ai partagé malheurs et bonheurs : Raveh, Hakim, Menad Amokrane, Khali Moh, Dada Salim, Chikh Abdslam, Ali jeddi, Ali Hadj Said, Idris, Faouzi, Hinda, Sihem, Meriem, Meryem, Kenza et tous mes camarades de l'EPST et de l'ENSH.

Je voudrais aussi remercier tous mes enseignants de l'école primaire à l'ENSH ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Thanmirth atas atas

Hachimi BSA

Septembre 2015

ملخص:

واد الرغاية هو الرافد الرئيسي الذي يعبر مدينة رغاية بولاية الجزائر, والمدن المحيطة لها "منطقة الدراسة", بالإضافة إلى عدة روافد أخرى تتراوح من المتوسطة إلى عالية الأهمية. تعتبر هذه الأنهار مصدرا للفيضانات الناجمة عن الأمطار الغزيرة. فالهدف من دراستنا هذه هو تقدير المنسوب المائي للفيضانات لكل نهر بانتهاج طريقة SCS-CN بواسطة البرنامج HEC-HMS و كذلك دراسة رد فعل المجاري المائية الطبيعية, وإخراج خريطة التعرض للفيضانات لتحديد المناطق المعرضة للخطر بواسطة البرامج AutoCad Civil 3D و HEC-RAS من أجل تهيئة مرافق الحماية ضد الفيضانات.

Résumé :

La ville de Reghaia située dans la wilaya d'Alger, et les cités avoisinantes sont traversées par l'Oued Reghaia qui constitue le principal cours d'eau de la zone d'étude mais aussi par d'autres affluents qui vont de moyenne à grande importance. Ces cours d'eau sont à l'origine d'inondations engendrées par des précipitations intenses. L'objet de notre étude est l'estimation de l'hydrogramme de crue avec la méthode SCS-CN à l'aide de l'outil HEC-HMS ; pour chaque tronçon et l'étude de la réponse des cours d'eau naturels afin d'identifier les enjeux ainsi que les zones à risque via la carte de vulnérabilité aux inondations sur la région d'étude qui sera élaborée en utilisant une association de fonctionnalités entre les logiciels AutoCad Civil 3D et HEC-RAS, dans le but d'envisager des aménagements de lutte contre les inondations.

Abstract:

The city of Reghaia, and surrounding towns are crossed by Oued Reghaia which is the main watercourse of the study area but also by other tributaries ranging from medium to high importance. These rivers are the source of flooding caused by heavy precipitation. The purpose of our study is the estimation of the flood hydrograph with the SCS- CN method using the HEC-HMS tool; for each reach and the study of the response of natural watercourses to identify issues and areas at risk by developing the flood vulnerability map on the study area using a combination between the two programs AutoCAD Civil 3D and HEC-RAS, in order to consider control facilities against flooding.

TABLE DES MATIÈRES

Dédicaces.....	I
Remerciements	II
Abstract.....	III
Table des matières	IV
Liste des figures.....	VIII
Liste des tableaux	XI
Liste des planches	XIV
Introduction générale	XV
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....	1
Introduction	2
1.Présentation du projet	2
2.Situation géographique	2
3. Situation Climatique	2
3.1. Températures	3
3.2. Humidité de l'air :.....	3
3.3. Les vents	3
3.4. La pluviométrie	3
4. Contexte géologique	4
5. Sismicité	6
6. Occupation des sols	6
7. Etude hydromorphologique du bassin versant	7
7.1 Caractéristique hydromorphométriques du bassin de Réghaia	7
7.1.1. Caractéristiques du bassin versant	8
7.1.2. Réseau hydrographique.....	12
7.2. Caractéristique hydromorphométriques du bassin d'Oued Baradia	13
7.2.1. Caractéristiques du bassin versant	13
7.2.2. Réseau hydrographique	16
Conclusion	16

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières	18
Introduction	18
1. Le réseau de mesure sur la zone d'étude	18
2. Présentation de la station pluviométrique.....	19
3. Etude des précipitations maximales journalières.....	19
3.1. Paramètres statistiques de la série.....	19
3.2. Ajustement statistique.....	21
3.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :	21
3.2.2. Ajustement à la loi Log-normale (Galton):	23
3.2.3. Ajustement à la loi de GEV (loi des extrêmes généralisée):	24
3.3. Le Test visuel.....	25
3.4. Test d'adéquation du χ^2 (Pearson)	26
4. Pluies de courte durée :.....	26
5. Les courbes I.D.F (A.N.R.H) :	29
Conclusion :.....	30
Chapitre III : Estimation des débits de crues des cours d'eau	32
Introduction.	32
1. La méthode SCS-CN.	32
1.1. Présentation de la méthode	32
1.2. Application de la méthode	33
2. La méthode de Sokolovsky.....	41
2.1. Présentation de la méthode	41
2.2. Application de la méthode	42
3. Le modèle ANRH de prédétermination de crues du Nord d'Algérie	44
4. Résultats et discussion des différentes méthodes	45
4.1. Comparaison des valeurs de débits	45
4.2. Comparaison des hydrogrammes de crue	46
5. Transport solide	48
Conclusion.....	48

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés.....	50
Introduction	50
1. Description du réseau simulé	50
1.1. Oued Guesbain	50
1.2. Oued Djaken	51
1.3. Oued ElBey-Djaafri	52
1.4. Oued Reghaia	52
1.5. Oued Bradia	53
2. Simulation de l'écoulement sur HEC-RAS :.....	54
2.1. Données géométrique.....	54
2.2. Données de débit	57
2.3. Simulation en écoulement uniforme	58
3. Résultats de la simulation	58
4. Détermination des enjeux et des zones à risques	62
4.1 Oued Guesbain	62
4.2 Oued Djaken	63
4.3 Oued ElBey-Djaafri	64
4.4 Oued Reghaia	65
4.5 Oued Bradia	66
Conclusion.....	70
Chapitre V : Etude des variantes d'aménagements de protection contre les inondations.....	71
Introduction	71
1. Principes d'aménagements	71
1.1. Laminage des crues	71
1.2. Augmentation de la capacité du cours d'eau	72
1.3. La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant.....	72
2. Description des variantes.....	72
2.1. Calcul du bassin de rétention	73
2.2. Aménagement des cours d'eau	77
2.2.1. Les formules de dimensionnement des canaux	77
a. Canal en béton (cas d'une forme trapézoïdale revêtu)	77
b. Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale non revêtu)	78

c. Calcul d'un canal en gabion	81
2.2.2. Etude des aménagements	82
3. Le schéma d'aménagement choisi	84
4. Simulation sur HEC-RAS	86
Conclusion.....	88
Chapitre VI : Etude quantitative et financière et organisation des chantiers	89
Introduction :	89
1. Chiffrage des aménagements proposés :	89
1.1. Les hypothèses de chiffrage :	89
1.2. Chiffrage de la variante retenue par affluent :	89
2. Organisation des chantiers :	92
2.1. Définition de la planification	92
2.2. Techniques de la planification	92
2.2.1. Méthodes basées sur le réseau	92
2.2.2. Construction du réseau	92
2.2.3. Différentes méthodes basées sur le réseau	93
2.2.4. Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M	94
2.2.5. Chemin critique (C.C)	94
2.3. Diagramme de Gantt	94
3. Elaboration du réseau selon la méthode CPM	95
Conclusion	97
Conclusion générale	98
Références et bibliographie	100
Annexes	102

Listes des figures

Chapitre I :

Figure I.1: Situation de la zone d'étude

Figure I.2: Extrait de la carte géologique d'Alger (Echelle 1/50000)

Figure I.3 : Classification sismique des wilayas d'Algérie

Figure I.4 : Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant

Figure I.5: Répartition et courbe hypsométrique (Reghaia)

Figure I.6: Répartition et courbe hypsométrique (Baradia)

Chapitre II :

Figure II.5 : Réseau de mesure sur la zone d'étude (Extraite de la carte ANRH)

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

Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi de Galton

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

Figure II.5 : Courbe de pluies de courtes durées

Figure II.6 : Courbes d'intensités de courtes durées

Figure II.6 : Courbe de pluies-durées-fréquences (ANRH)

Figure II.7 : Courbes Intensités-Durées-Fréquences

Chapitre III :

Figure III.1 : Séparation de la pluie

Figure III.2 : Relation pluie-débit

Figure III.3 : Division en sous bassin

Figure III.4 : Calage sur image satellitaire et estimation du CN

Figure III.5 : Représentation du schéma d'écoulement sur HEC-HMS

Figure III.6 : Comparaison des débits de 24H-50ans et 06H-100ans

Figure III.7 : Hydrogramme de sortie Réghaia_aval 24H-50ans

Figure III.8 : Hydrogramme de sortie Réghaia_aval 06H-100ans

Figure III.9 : Hydrogramme de sortie à l'exutoire d'Oued Reghaia 24H-50ans

Figure III.10 : Hydrogramme de sortie à l'exutoire d'Oued Reghaia 06H-100ans

Figure III.11 : Hydrogramme de crue SB Guesbain

Figure III.12 : Hydrogramme de crue SB Reghaia_aval

Figure III.13 : Sous bassin Guesbain

Figure III.14 : Sous Bassin Baradia

Figure III.14 : Sous Bassin Reghaia_aval

Chapitre IV

Figure IV.1 : Pont autoroute traversant Oued Guesbain

Figure IV.2 : Oued Guesbain zone amont

Figure IV.3 : Oued Guesbain, inondation cité GTP

Figure IV.4 : Photo sur Oued Djaken

Figure IV.5 : Photo sur Oued ElBey-Djaafri

Figure IV.6 : Photos prises sur Oued Reghaia

Figure IV.7 : Photos prises sur Oued Bradia

Figure IV.8 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS

Figure IV.9 : Schéma représentatif de la partie simulée

Figure IV.60 : Exemple de section en travers dans HEC-RAS

Figure IV.11 : Profil en travers d'Oued Guesbain

Figure IV.12 : Profil en travers d'Oued Djaken

Figure IV.13 : Profil en travers d'Oued ElBey-Djaafri

Figure IV.14 : Profil en travers D'Oued Reghaia Amont

Figure IV.15 : Profil en travers d'Oued Reghaia-aval

Figure IV.16 : Zones inondables Oued Guesbain

Figure IV.17 : Zones inondables oued Djaken

Figure IV.18 : Zones inondables oued Djaafri

Figure IV.19 : Zones inondables Oued Reghaia

Figure IV.20 : Zones inondables oued Bradia

Chapitre V

Figure V.1 : Volume à stocker dans le bassin

Figure V.2 : Volume à stocker dans le bassin

Figure V.3 : Zone d'implantation du bassin de rétention

Figure V.4 : Abaque de l'angle de frottement $f = (forme, d)$, Lencastre 1996

Figure V.5 : Diagramme de Shields. Lencastre, 1996

Figure V.6 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Figure V.7 : Profil en travers Oued Guesbain aménagé en gabion

Figure V.8 : Profil en travers Oued Djaafri aménagé en gabion

Figure V.9 : Profil Oued Reghaia amont aménagé en canal trapézoïdal

Chapitre VI

Figure IV.7: Réseau de planification des tâches par la méthode CPM

Figure VI.8 : Diagramme de Gantt

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Températures – Station de Dar El Beida

Tableau I.2 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes

Tableau I.3 : Calcul de la hauteur moyenne.

Tableau I.4 : Calcul la pente de Roche

Tableau I.5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin d'Oued Réghaia

Tableau I.6 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes

Tableau I.7 : Calcul de la hauteur moyenne

Tableau I.8 : Calcul la pente de Roche

Tableau I.9 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin de Baradia

Chapitre II

Tableau II.1 : Caractéristiques du poste pluviométrique de Reghaia

Tableau II.2 : Paramètres statistiques de la série

Tableau II.3 : Série des pluies maximales journalières (020632)

Tableau II.4 : Quantiles théoriques de Gumbel

Tableau II.5 : Quantiles théoriques de Galton

Tableau II.6 : Quantiles théoriques calculés par la loi de GEV

Tableau II.7 : Résultats du Test de Pearson

Tableau II.8 : Calcul des quantiles

Tableau II.9 : Pluies et intensités de courtes durées

Tableau II.10 : Comparaison des résultats des deux méthodes.

Chapitre III

Tableau III.1 : surfaces des sous bassins

Tableau III.2 : Calcul du temps de concentration

Tableau III.3 : Exemple de détermination du *CN* SB_Reghaia aval

Tableau III.4 : Curve number et pourcentages de surfaces imperméabilisées

Tableau III.5 : Résultats globaux de débits

Tableau III.6 : Détermination du débit maximal probable pour $T = 100 \text{ ans}$

Tableau III.7 : Détermination du débit maximal probable pour $T = 50 \text{ ans}$

Tableau III.8 : Débits déterminés par la méthode de l'ANRH $T = 50, 100 \text{ Ans}$

Tableau III.9 : Comparaison des trois approches

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning

Tableau VI.2 : Estimation du coefficient de Manning

Tableau IV.3 : Données de débits

Tableau IV.4 : Enjeux et zones inondables suivant l'objectif de protection

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristique des cours d'eau

Tableau V.2 : Calcul du volume de la retenue pour $Q_s = 2.5 \text{ m}^3$

Tableau V.3 : Aménagements des cours d'eau

Tableau V.4 : Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal

Tableau V.5 : Caractéristique de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale

Tableau V.6 : Coefficients K_M, K'_M en fonction de m et du rapport $\frac{b}{h}$

Tableau V.7 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée

Tableau V.8 : Dimensions du canal non revêtu (Guesbain)

Tableau V.9 : Dimensions du canal en gabion (Guesbain)

Tableau V.10 : Dimensions du canal en béton (Guesbain)

Tableau V.11 : Dimensions du canal non revêtu (Djaken)

Tableau V.12 : Dimensions du canal en gabion (Djaken)

Tableau V.13 : Dimensions du canal en béton (Djaken)

Tableau V.14 : Dimensions du canal en béton (Reghaia-amont)

Tableau V.15 : Dimensions du canal en gabion (Djaafri)

Tableau V.16 : Dimensions du canal en béton (Reghaia-aval)

Tableau V.17 : Dimensions du canal en béton (Bradia)

Tableau V.48 : Schéma d'aménagement choisi

Chapitre VI

Tableau VI.5: Devis estimatif Oued Guesbain

Tableau VI.6 : Devis estimatif Oued Djaken

Tableau VI.7 : Devis estimatif Oued Djaafri

Tableau VI.8 : Devis estimatif Oued Reghaia (partie amont)

Tableau VI.9 : Devis estimatif Oued Reghaia (partie avale)

Tableau VI.10 : Devis estimatif Oued Bradia

Tableau VI.7 : Liste des opérations avec leurs durées

Tableau VI.8 : Succession des taches

Listes des planches

Planche n°1 : Délimitation des zones inondables sur Oued Guesbain, tronçon Pont Autouroute-Aissa Mustapha (W.Alger)

Planche n°2 : Aménagements projetés sur Oued Guesbain, tronçon Pont Autouroute-Aissa Mustapha W.Alger

Planche n°3 : Profil en long de oued Guesbain et Reghaia-amont W.Alger



Introduction générale

Introduction générale

Une inondation est un phénomène naturel caractérisé par une montée plus au moins subite du niveau d'un cours d'eau. Elle se manifeste par un débordement du lit de l'oued ou par un afflux de l'eau dans les talwegs, sous forme de crue. Cette dernière fait partie intégrante de la vie d'un cours d'eau de façon que l'alternance entre hautes et basses eaux façonne la morphologie et la biodiversité du milieu. Cependant, la modification de l'occupation des sols dans le bassin versant et aux bords des oueds ainsi que leurs anthropisations accentuent ce phénomène et l'aggravent, soit par augmentation du ruissellement ou par exposition des enjeux.

D'après l'historique des inondations et les services concernés, le risque d'inondation existe bel et bien en Algérie, aussi les statistiques de la protection civile montrent que 1/3 des communes sont susceptibles d'être inondées. Donc, c'est pour cela qu'il faut mettre en place des plans de prévention contre les inondations dans les zones jugées vulnérables au risque.

Notre étude est dans ce sens, du fait que les deux communes de Reghaia et Ouled Hedadj sont traversées par Oued Reghaia et ses affluents qui sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc l'estimation de l'hydrogramme de crue. Puis l'identification des zones à risque, ainsi que les enjeux dans le but d'envisager des mesures structurelles qui puissent protéger les zones occupées le long de l'Oued Reghaia et de ses affluents.

Pour ce faire, le travail est divisé en six volets : on entamera avec une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on traitera les pluies maximales journalières pour aboutir aux pluies maximales probables qui seront incluses dans le calcul des débits grâce à l'outil HEC-HMS. Une fois les hydrogrammes estimés et en ayant des levés topographiques détaillés, on pourra étudier les écoulements dans les cours d'eau à l'état naturel afin d'élaborer une carte d'inondation sur Oued Reghaia et ses affluents en associant les fonctionnalités des deux logiciels AutoCad Civil 3D et HEC-RAS. Cela nous permettra d'identifier les zones inondables et les enjeux sis aux bords des Oued., Dès lors, on saura proposer des solutions sous forme de différentes variantes dont on choisira la mieux adaptée, et en faire une estimation quantitative et financière.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant d'entamer tout projet, la connaissance de la zone d'étude est primordiale ; elle nous permettra d'avoir un maximum de données, ainsi que les caractéristiques qui peuvent influencer la conception. Ce qui constituera une aide à la décision dans le choix de la variante d'aménagement.

1. Présentation du projet :

L'agglomération de la ville de Reghaia est traversée par l'Oued Reghaia qui constitue le principal oued de la zone d'étude, mais aussi par d'autres affluents qui vont de moyenne à grande importance. Ces oueds sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses.

Le projet d'aménagement de l'Oued Reghaia est situé à 30 km à l'Est d'Alger, à la limite Nord-est de la plaine de la Mitidja (Longitude 3°19 - 3°21E ; Latitude 36° 45 - 36°48N) et à 14 km de Boumerdes.

Il est bordé au Nord par la Mer Méditerranée (Lac Reghaia), au Sud par l'autoroute reliant Alger à Constantine, à l'Est par la ville de Boudouaou et à l'Ouest par la ville de Ain Taya.

2. Situation géographique :

La commune de Réghaia est située à 30 Km de la capitale et à 16 Km de Boumerdes, elle appartient à la circonscription administrative de Rouiba, et limitée : (Figure I.1)

- Au Nord par la mer Méditerranée ;
- Au sud par la commune de Ouled Hadadj ;
- A l'Est par la commune de Heraoua et Rouiba ;
- A l'Est par la commune de Boudaouaou.

3. Situation Climatique :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir un aperçu du contexte climatique dans lequel s'inscrit le projet. La zone d'étude est soumise à un climat méditerranéen doux et pluvieux en hiver, humide et tempéré en été.

3.1. Températures :

Tableau I.1 : Températures – Station de Dar El Beida.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin.	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
T_{moy}	12	13	14	16	19	22	25	26	24	20	16	13
T_{max}	15	16	18	20	22	26	28	29	27	23	19	16
T_{min}	9	10	11	12	15	18	21	22	20	17	13	10

Source : (O.N.M)

Les maximales sont observées en juillet-août avec des moyennes mensuelles de l'ordre de 28°C. Les minimales s'observent de décembre à janvier durant laquelle les moyennes sont de l'ordre de 9-11 °C.

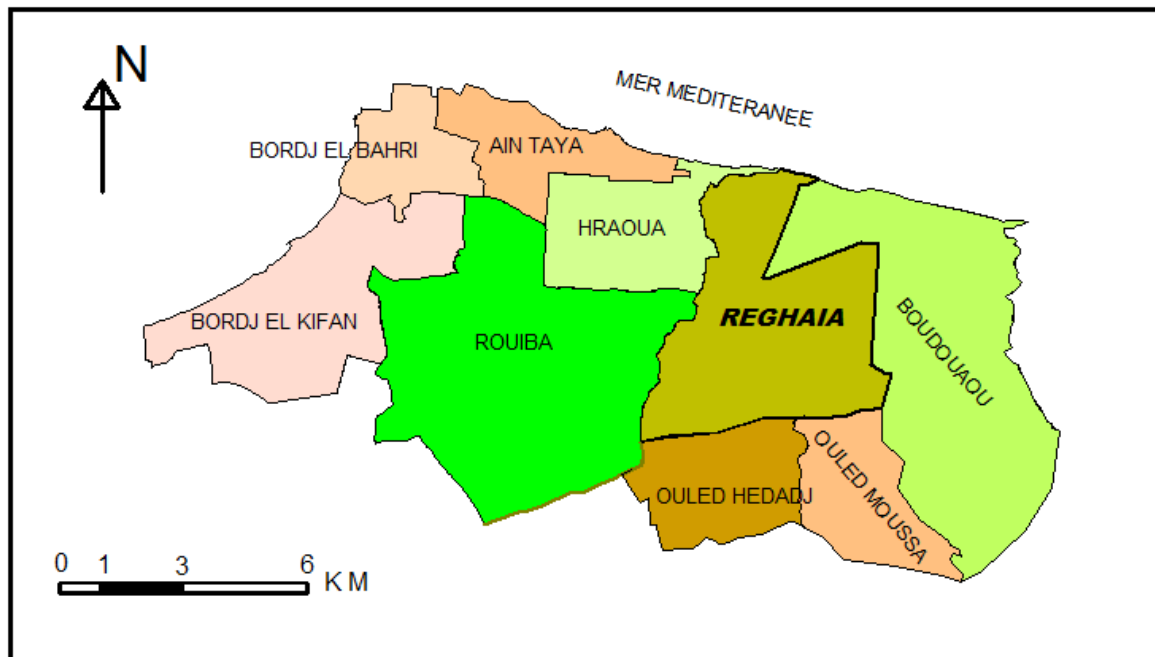


Figure I.2: Situation de la zone d'étude.

3.2. Humidité de l'air :

L'humidité moyenne sur l'année est de 71 % à Alger. L'humidité mensuelle varie très peu d'un mois à un autre autour de la valeur moyenne. (DRE-Alger)

3.3. Les vents :

Les vents dominants à Alger sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à 2 mètres du sol est de 2.2 m/s, sans grande variation d'un mois à un autre. (DRE-Alger)

3.4. La pluviométrie :

Après un premier aperçu des mesures de pluies dans les différentes stations qui entourent la zone, on peut dire que nous sommes dans une zone à importante intensité d'averses. Sachant que les valeurs atteintes sont 152 mm/24H en octobre 1973 dans la région de Reghaia et de 110 mm/24H en décembre 1986 relevée sur la station du Hamiz-Barrage traduisent la rapidité et le caractère torrentiel des pluies. (**Reghaia 020632**)

Le nombre de jours de pluie par an varie de 100 jours (années humides) à 47 jours (années sèches). Le nombre moyen de jours pluvieux est de l'ordre de 71 jours dont 45 jours répartis durant la période octobre à février.

4. Contexte géologique :

D'un point de vue géologique, la zone d'étude s'inscrit dans la région d'Alger qui présente une structure assez complexe, qui peut être représentée comme un dôme métamorphique primaire bordé par des terrains sédimentaires tertiaires et quaternaires (figure I.2).

- **Le primaire** : Représenté par le socle métamorphique constitué de roches cristallophyliennes très tectonisées. Ces roches affleurent entre Sidi Fredj et Bordj El Bahri.
- **Le tertiaire** : Il recouvre en discordance le socle métamorphique. On y retrouve :
 - Le Miocène inférieur qui est constitué de grès et de poudingues qui sont particulièrement tectonisés avec des surfaces d'affleurement réduites.
 - Le Pliocène inférieur qui est argilo-marneux. Il affleure dans le Sahel. Il peut atteindre 200 m d'épaisseur.
- **Le quaternaire** : La plaine est recouverte d'une très grande épaisseur de sédiments quaternaires qui englobe de nombreux termes lithologiques : sables, grès dunaires, limons éboulis et formations de pentes.

De façon plus concrète sur la zone d'étude, comme le montre l'extrait de carte géologique ci-après, le projet d'aménagement de l'oued Réghaia intéressera principalement les terrains récents :

Alluvions récentes (A2,) ; Alluvions actuelles (As) et du – Pliocène supérieur (P2A) de faciès argilo sableux. Et aussi une petite partie d'Alluvions anciennes (q).

Chap. I : Présentation de la zone d'étude

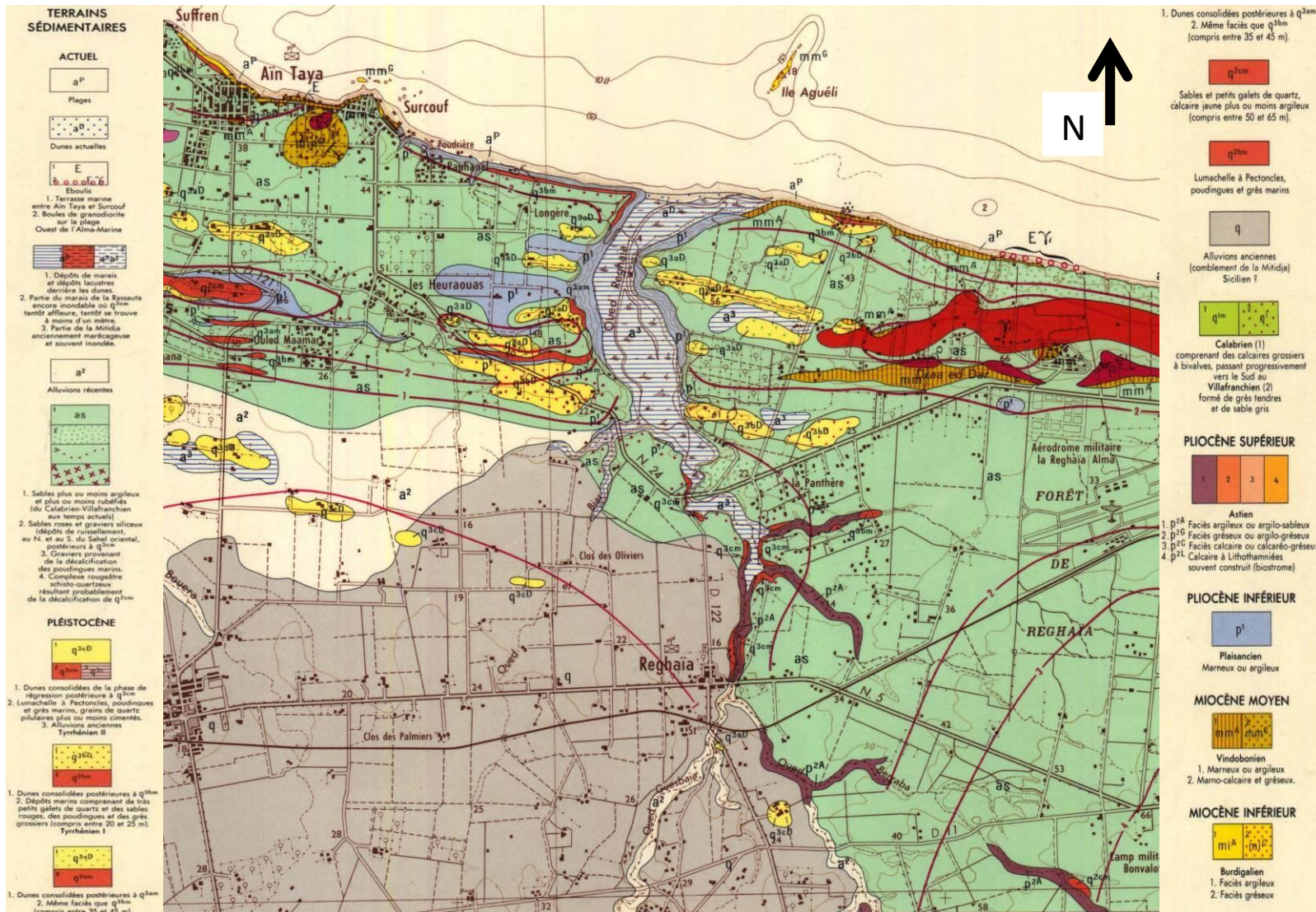


Figure I.3: Extrait de la carte géologique d'Alger (Echelle 1/50000)

5. Sismicité :

En termes de sismicité, l'Algérie, compte tenu de sa localisation dans une zone à convergence de plaque est une région à forte sismicité. Au cours de son histoire, elle a subi un grand nombre de séismes destructeurs.

Avant 2001, dans la région de Boumerdes, aucun séisme majeur n'avait été répertorié. L'intensité maximale observée y était faible comparée aux autres régions d'Algérie ; elle ne dépassait pas « V ».

Le séisme du 21 mai 2003 qui a engendré des dégâts considérables a porté cette intensité à une valeur nettement plus élevée à priori supérieure à VIII. [1]

Le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II.a et II.b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée. [2]

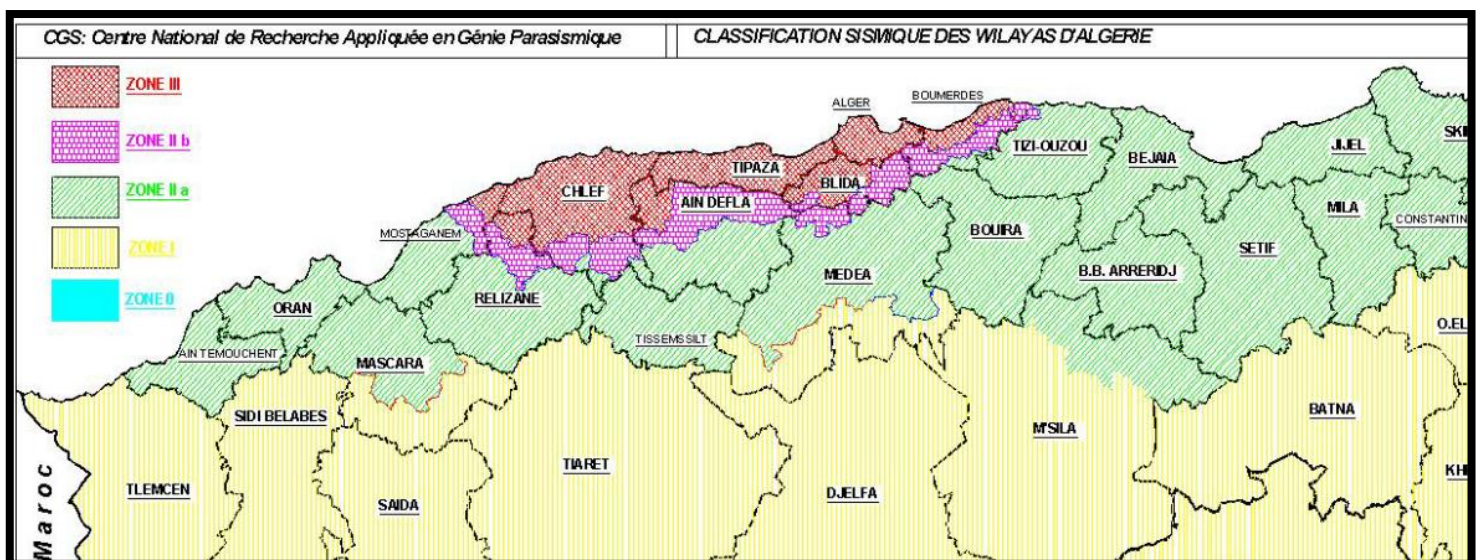


Figure I.4 : Classification sismique des wilayas d'Algérie.

La (Figure I.3) montre que notre zone d'étude est classée en zone III ; une zone à sismicité élevée.

6. Occupation des sols :

On peut, d'une façon générale ; classer les sols en quatre catégories. Cette classification n'a pas pour objet de détailler l'occupation des sols au sens d'un plan local d'urbanisme mais d'apporter une classification d'aptitude au ruissellement :

- Les zones d'habitats dispersés traduisant une imperméabilisation modérée des sols, ces zones sont caractérisées par des surfaces unitaires faibles de l'ordre de l'hectare, elles sont cependant les plus nombreuses sur l'ensemble du périmètre d'étude. Comme elles sont constituées de maisons isolées, d'accès en terre reliant des constructions et des jardins aménagés dans l'enceinte des propriétés.
- Les zones d'habitats moyennement denses représentant une imperméabilisation forte des sols. Ces zones sont caractérisées par des surfaces unitaires variables allant de l'hectare à la centaine d'hectares. Elles sont constituées de lotissements résidentiels, de zones d'activités faiblement construites et de routes bitumées.
- Les zones d'habitats denses correspondent à une imperméabilisation très forte des sols. ces zones sont caractérisées par des surfaces unitaires étendues de l'ordre de la dizaine à la centaine d'hectares, elles sont, de ce fait, les moins nombreuses sur l'ensemble de la zone d'étude. Elles sont constituées de grands ensembles résidentiels, de grandes zones activités et de voies routières comprises dans cet espace.
- Les zones caractérisées par une imperméabilisation faible des sols. Les principaux constituants de ces zones sont : les terrains agricoles, les friches et les zones boisées (forêts).

7. Etude hydromorphologique du bassin versant :

Les caractéristiques morphométriques et hydrographiques ont été calculées à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/25 000 d'Alger ; Rouiba fournies par l'Institut National de Cartographie et Télédétection (INCT) dont les numéros sont comme suit :

- ALGER-NJ-31-IV-14-OUEST.
- ROUIBA-NJ-31-IV-32-EST.
- ROUIBA-NJ-31-IV-32-OUEST.

Le calage de ces dernières ainsi que le calcul des caractéristiques a été fait par le logiciel **(MapInfo V8.0)**.

Et vu que notre zone est traversée par un autre cours d'eau « Oued Baradia » de plus petite importance que « Oued Reghaia » qui affluent tous les deux dans le lac de Reghaia, nous avons jugé nécessaire de faire l'étude des deux bassins.

7.1. Caractéristique hydromorphométriques du bassin de Réghaia :

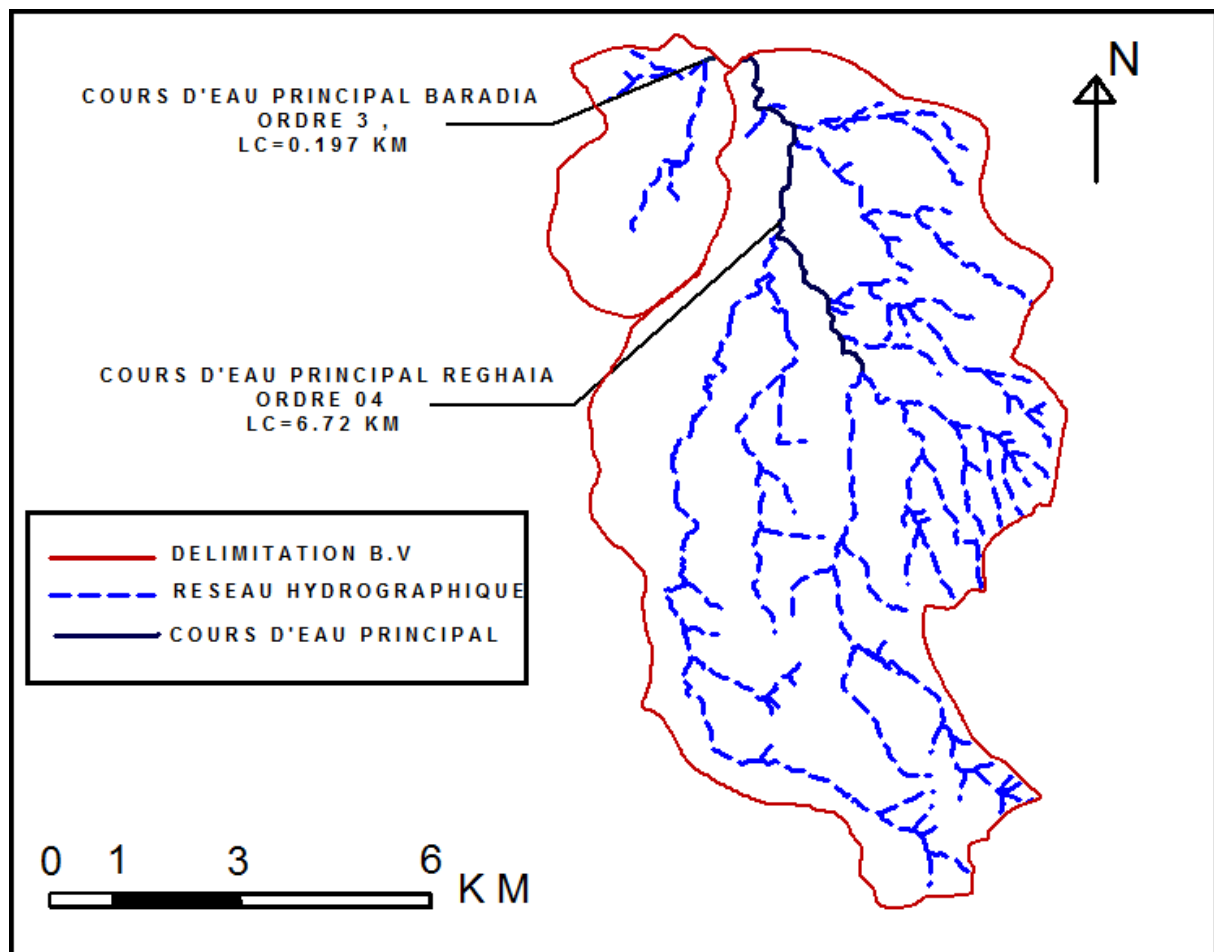


Figure I.5 : Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant

7.1.1. Caractéristiques du bassin versant :

- Surface : C'est la surface topographique calculée directement sur la carte d'état-major.

$$S = 66.30 \text{ Km}^2$$

- Périmètre : C'est la limite extérieure du bassin.

$$P = 40.87 \text{ Km}$$

- Longueur du cours d'eau principal :

$$L_c = 6.72 \text{ Km}$$

7.1.2. Forme :

Elle influence directement sur l'allure de l'hydrogramme de crue à l'exutoire, une forme ramassée favorise de forts débits de crues en raison du faible temps d'acheminement lié à la notion du temps de concentration.

- Indice de compacité de Gravelius K_c : Le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin. [3]

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.1)$$

$$K_c = \mathbf{1.41}$$

Cette valeur caractérise un bassin de forme plutôt allongée, alors le temps de concentration sera long, et la crue se manifestera progressivement à l'exutoire.

- Facteur de forme R_f : Défini par Horton, ce paramètre est le rapport entre la superficie du bassin et le carré de sa longueur maximale : [4]

$$R_f = \frac{S}{L_c^2} \quad (I.2)$$

$$R_f = \mathbf{1.47}$$

- Élancement R_e : Défini par Schumm, l'élancement est le rapport entre le diamètre d'un cercle ayant la même superficie que le bassin et la longueur maximale du bassin. [4]

$$R_e = \frac{D}{L_m} = 1.128 \frac{\sqrt{S}}{L_m} \quad (I.3)$$

$$R_e = \mathbf{1.37}$$

- Rayon de circularité R_c : C'est le rapport entre la superficie du bassin et celle du cercle dont la circonférence est égale au périmètre du bassin : [5]

$$R_c = \frac{4\pi S}{P^2} \quad (I.4)$$

$$R_c = \mathbf{0.50}$$

- Rectangle équivalent

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (I.5)$$

$$L = \mathbf{16.20 \text{ Km}}$$

$$l = \mathbf{4.09 \text{ Km}}$$

D'une certaine manière les indices de forme, nous aident à déterminer une surface remarquable qui s'approcherait le plus au bassin dont il est question. Dans notre cas, le bassin est de forme plutôt allongée, qui sera moyennement élancée.

7.1.3. Relief :

- Répartition et courbe hypsométrique :

L'aspect général de la courbe hypsométrique nous donne une idée sur le relief ainsi que l'état de l'érosion du bassin.

Tableau I.2 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes

Altitudes	Surfaces partielles	Surfaces cumulées	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
<i>m</i>	<i>Km²</i>	<i>Km²</i>	%	%
183-150	2.09	2.09	3.16	3.16
150-125	3.39	5.48	5.12	8.27
125-100	5.31	10.80	8.02	16.29
100-75	8.04	18.84	12.13	28.42
75-50	15.06	33.90	22.71	51.14
50-25	23.51	57.41	35.47	86.60
25-04	8.88	66.29	13.40	100.00
Somme	66.29	66.29	100.00	100

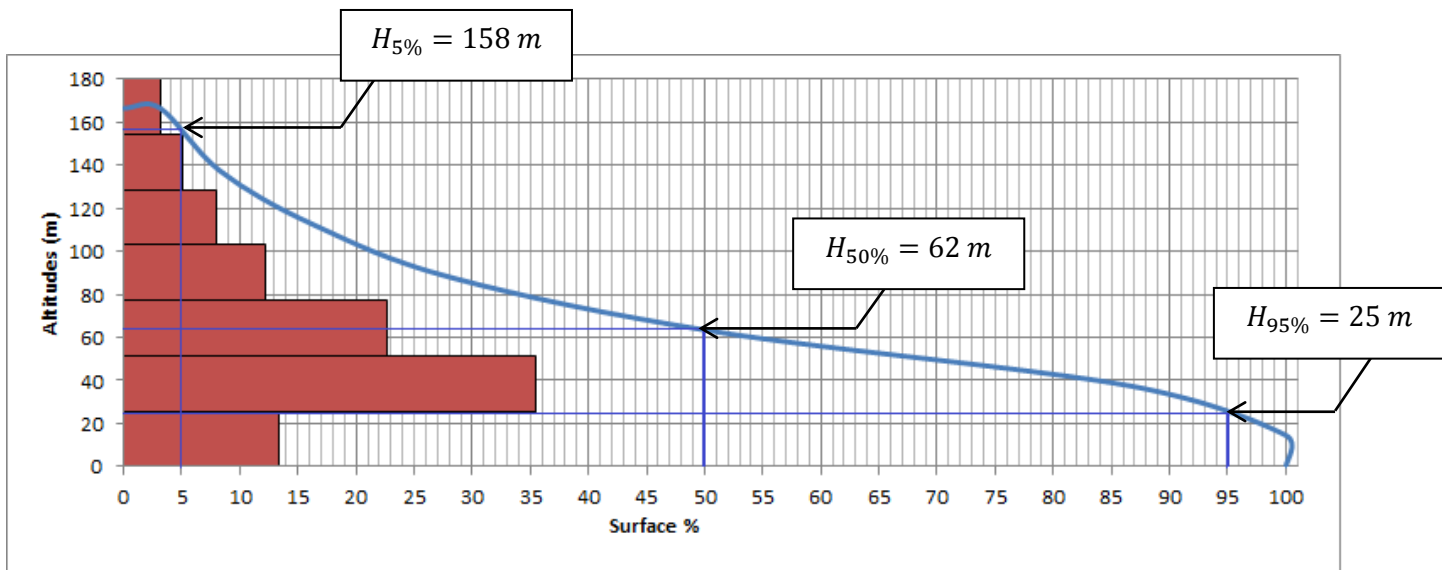


Figure I.5: Répartition et courbe hypsométrique (Reghaia).

L'aspect de cette courbe se rapproche beaucoup, de celle d'un bassin mature en équilibre.

- Altitude moyenne :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (I.6)$$

$$H_{moy} = 61.36 \text{ m}$$

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives.

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes consécutives.

Tableau I.3 : Calcul de la hauteur moyenne

H_i	S_i	$H_i S_i$
166.5	2.09	348.50
137.5	3.39	466.26
112.5	5.31	597.88
87.5	8.04	703.81
62.5	15.06	940.99
37.5	23.51	881.62
14.5	8.88	128.83
	Total	4067.90

- Indice de pente globale :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (I.7)$$

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 $S_{95\%}$ tirées à partir de la courbe hypsométrique (figure I.1).

$$I_g = 8.21 \text{ m/km}$$

- Indice de pente de Roche :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_1^7 \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} = 0.97 \% \quad (I.8)$$

L : Longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

S_i : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} (m).

Tableau I.4 : Calcul la pente de Roche

H_i (m)	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
183			
	33	3.16	10.21
150	25	8.02	11.31
	25	22.71	14.16
100	25	13.40	17.42
	25	5.12	23.83
75	25	12.13	29.78
	25		
50	25		
	25		
25	25		
	21	35.47	16.78
04			
		Total	123.47

- Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} \quad (I.9)$$

ΔH : Dénivelée (m)

L : Distance séparant les deux points (m)

$$I_m = 1.5 \%$$

7.1.4. Réseau hydrographique :

- Pente moyenne du cours d'eau principal :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (I.10)$$

$$I_c = 14.25 \text{ m/Km}$$

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : Distance entre ces deux points (Km).

- Densité de drainage :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (I.11)$$

$\sum L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (Km).

$$D_d = 1.56 \text{ Km/Km}^2$$

- Temps de concentration (formule de Kirpich) :

$$t_c = \frac{0.000385(L_p)^{0.77}}{(H_{max} - H_{min})^{0.385}} \quad (I.12)$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (m).

t_c : Temps de concentration exprimé en heure (h).

H_{max} : Altitude maximale (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

$$t_c = 4.24 \text{ h}$$

Tableau I.5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin d'Oued Réghaia

<i>Caractéristiques</i>	<i>Notation</i>	<i>Unité</i>	<i>Valeur</i>
Surface	S	Km^2	66.30
Périmètre	P	Km	40.87
Longueur du cours d'eau principal	L_c	Km	6.72
Longueur	L	Km	16.20
Largeur	l	Km	4.09
Altitude maximale	H_{max}	m	183
Altitude moyenne	H_{moy}	m	61.36
Altitude médiane	$H_{50\%}$	m	62
Altitude minimale	H_{min}	m	4
Altitude 5%	$H_{5\%}$	m	158
Altitude 95%	$H_{95\%}$	m	25
Indice de compacité	K_c	/	1.41
Indice de pente global	I_g	m/Km	8.21
Pente moyenne	I_m	%	1.5
Indice de pente de Roche	I_p	%	0.97
Pente moyenne du cours d'eau principal	I_c	m/Km	14.25
Densité de drainage	D_d	Km/Km^2	1.56
Temps de concentration	t_c	h	4.24

7.2. Caractéristique hydromorphométriques du bassin d'Oued Baradia :

7.2.1. Caractéristiques du bassin versant :

- Surface :

$$S = 9.67 \text{ Km}^2$$

- Périmètre :

$$P = 13.43 \text{ Km}$$

- Longueur du cours d'eau principal :

$$L_c = 0.197 \text{ Km}$$

7.2.2. Forme :

- Indice de compacité de Gravelius K_c :

$$K_c = 1.21$$

Le bassin de Bradia est de forme moyennement allongée,

- Rectangle équivalent

$$L = 4.535 \text{ Km}$$

$$l = 2.132 \text{ Km}$$

7.2.3. Relief :

- Répartition et courbe hypsométrique :

Tableau I.6 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes

Altitudes	Surfaces partielles	Surfaces cumulés	Surfaces partielles	Surfaces cumulés
<i>m</i>	<i>Km²</i>	<i>Km²</i>	%	%
30-25	0.86	0.86	8.93	8.93
25-20	1.79	2.65	18.50	27.44
20-15	3.82	6.47	39.47	66.91
15-10	2.78	9.25	28.75	95.66
10-5	0.33	9.58	3.39	99.05
5-2	0.10	9.67	0.99	100.00
Somme	9.67	9.67	100.00	100.00

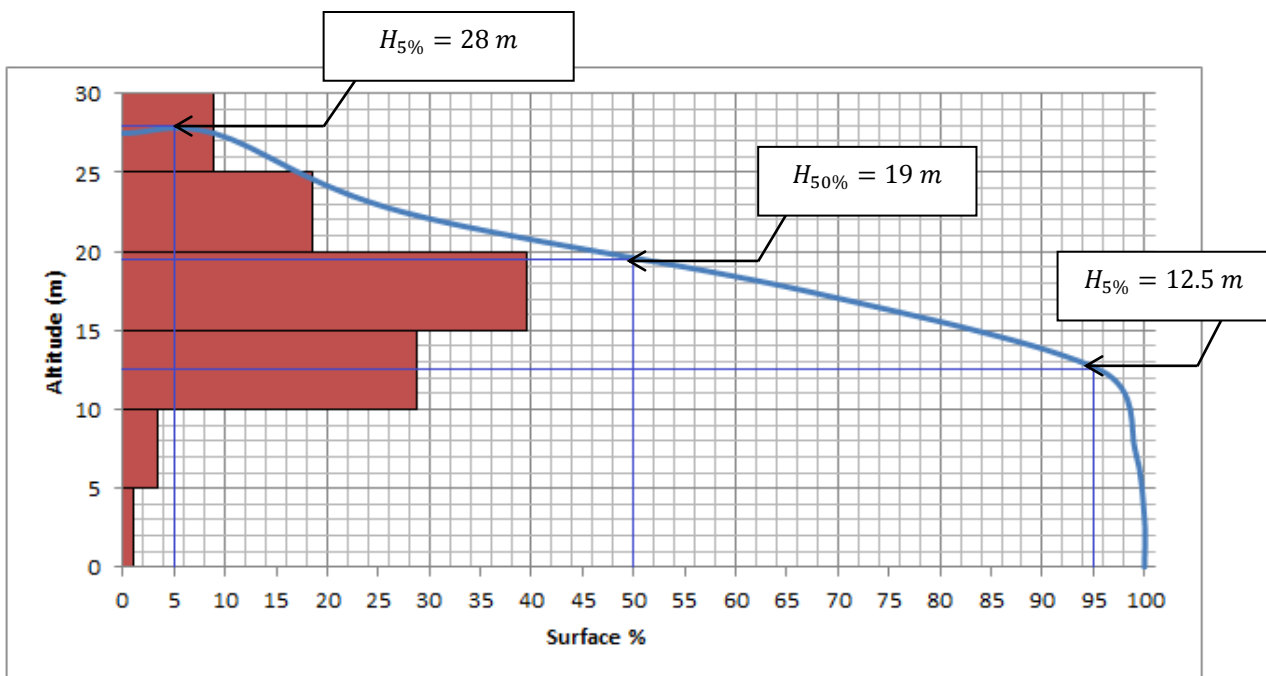


Figure I.6: Répartition et courbe hypsométrique (Baradia)

Le bassin de Bradia présente une topographie assez plate, et un relief moyennement aplani.

- Altitude moyenne :

$$H_{moy} = 17.41\text{ m}$$

Tableau I.7 : Calcul de la hauteur moyenne

H_i	S_i	$H_i S_i$
27.5	0.86	23.76
22.5	1.79	40.26
17.5	3.82	66.79
12.5	2.78	34.76
7.5	0.33	2.46
3.5	0.10	0.34
	Total	168.36

- Indice de pente globale :

$$I_g = \frac{28 - 12.5}{4.535} = 3.42 \text{ m/km}$$

- Indice de pente de Roche :

$$I_p = 0.72 \%$$

Tableau I.8 : Calcul la pente de Roche

$H_i (m)$	$H_i - H_{i-1} (m)$	$S_i (\%)$	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
30			
25	05	8.93	6.68
20	05	18.5	9.62
15	05	39.47	14.05
10	05	28.75	11.99
05	05	3.39	4.12
02	03	0.99	1.73
		Total	48.18

7.2.4. Réseau hydrographique :

- Pente moyenne du cours d'eau principal :

$$I_c = 3.11 \text{ m/Km}$$

- Densité de drainage :

$$D_d = 0.74 \text{ Km/Km}^2$$

- Temps de concentration (formule de Kirpich) :

$$t_c = 2.82 h$$

Tableau I.9 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin de Baradia

<i>Caractéristiques</i>	<i>Notation</i>	<i>Unité</i>	<i>Valeur</i>
Surface	S	Km^2	9.67
Périmètre	P	Km	13.43
Longueur du cours d'eau principal	L_c	Km	0.197
Longueur	L	Km	4.53
Largeur	l	Km	2.13
Altitude maximale	H_{max}	m	30
Altitude moyenne	H_{moy}	m	17.41
Altitude médiane	$H_{50\%}$	m	19
Altitude minimale	H_{min}	m	2
Altitude 5%	$H_{5\%}$	m	28
Altitude 95%	$H_{95\%}$	m	12.5
Indice de compacité	K_c	/	1.21
Indice de pente global	I_g	m/Km	3.42
Indice de pente de Roche	I_p	%	0.72
Pente moyenne du cours d'eau principal	I_c	m/Km	3.11
Densité de drainage	D_d	Km/Km^2	0.74
Temps de concentration	t_c	h	2.82

Interprétation :

Les deux bassins versant délimités précédemment, présentent des caractéristiques morphologiques de bassins moyennement allongés et légèrement abrupte en amont, et plat en aval. Avec, une occupation des sols plus dense en aval un coté qui est plus urbanisé pour les deux bassins.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre nous avons pu cerner toutes les caractéristiques des deux bassins versants concernés par l'étude. On a aussi inclut, le calcul des paramètres morphométriques, afin de mieux connaitre la nature et la morphologie de la zone d'études et ainsi justifier et analyser des résultats afin de simuler une réponse la crue.

Chapitre II

Etude des précipitations maximales journalières

Chapitre II : Etude des précipitations maximales journalières

Introduction :

En Algérie, les inondations découlent principalement après la provenance d'un évènement pluvieux extrême ; ce qui nous pousse à faire une étude des pluies maximales journalières afin d'aboutir aux pluies extrêmes suivant différentes périodes de retour et ainsi faire le calcul des pluies de courtes durée.

1. Le réseau de mesure sur la zone d'étude:

Il existe un certain nombre de postes pluviométriques sur ou autour du bassin versant. Deux postes pluviométriques situés sur le bassin versant ont des séries d'observations longues (figure II.1) :

- Réghaia 2-6-32 (1972-2013), 41 années consécutives complètes.
- Dar El Beida 2-6-07 (1951-2009), 41 années complètes non consécutives.

Les pluies journalières maximales (P_{jmax}) de ces postes ont été acquises auprès de l'ANRH.

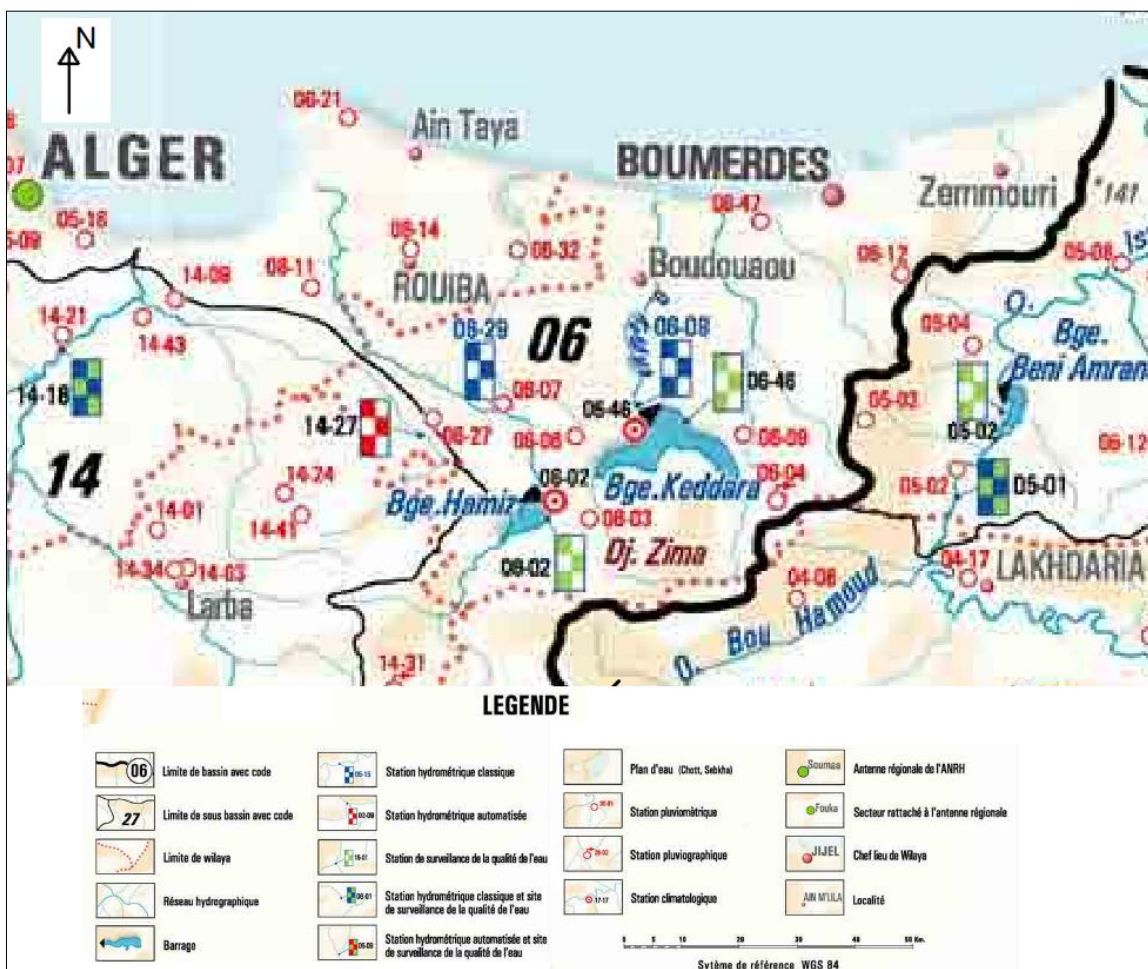


Figure II.1 : Réseau de mesure sur la zone d'étude (Extraite de la carte ANRH)

Il existe une station hydrométrique sur l'Oued Réghaia, au niveau du pont sur la route RN5 (2-6-32). Les données y sont en théorie disponibles sur la période 1987-1993. Cependant, d'après l'agent de l'ANRH cette station présente beaucoup de lacunes et n'a pas été étalonnée à plusieurs reprises donc on évitera son utilisation pour ne pas nous induire en erreur.

2. Présentation de la station pluviométrique:

On a choisi de travailler directement sur les données de mesure du poste de Reghaia (020632) pour son emplacement qu'on estime assez représentatif du bassin versant, et ayant des données complètes et consécutives sur une longue période.

Tableau II.1 : Caractéristiques du poste pluviométrique de Reghaia

Code	Source	Coordonnées			Années	N	Pluie moyenne annuelle (mm)
		X(Km)	Y(Km)	Z(m)			
020632	A.N.R.H	557.8	382.25	20	1973-2013	41	619.05

3. Etude des précipitations maximales journalières :

Dans l'objectif de déterminer les pluies maximales probables, on a établi à partir des mesures de la station de Reghaia, une série de pluies maximales journalières. Le travail sur cette dernière se fera de la manière suivante :

- Calcul des paramètres statistiques de la série ;
- Ajustement à une loi statistique (choix de la loi adéquate) ;
- Calcul des quantiles pour différentes périodes de retour ;
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

3.1. Paramètres statistiques de la série :

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

Tableau II.2 : Paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	41
Maximum	105.3
Minimum	14.8
Moyenne	52.75
Ecart-type	20.59
Médiane	47.7

Tableau II.3 : Série des pluies maximales journalières (020632)

<i>Année</i>	<i>Sep.</i>	<i>Oct.</i>	<i>Nov.</i>	<i>Déc.</i>	<i>Jan.</i>	<i>Fév.</i>	<i>mars</i>	<i>avril</i>	<i>mai</i>	<i>juin</i>	<i>Juil.</i>	<i>Aout</i>	<i>P_{j,max}</i>
1973	98.5	26.4	17.2	43.7	33.3	34.5	87	18.7	0.2	9.5	0.6	0	98.5
1974	11.3	47.7	40.2	13	13.5	26	18.8	11	19.6	18.1	0	0	47.7
1975	3.8	9.6	42.2	30.3	36.2	30.6	10.5	9.3	14.3	5.2	20.8	11.8	42.2
1976	8.3	26	26.3	21.2	13.6	19.7	15.2	36	22.4	3	0	0	36
1977	0	5.6	32.5	3	37.6	11	21.7	71.7	24.1	0.7	0	0	71.7
1978	5.9	44.2	41	21.9	18.3	25.6	48.2	9.7	2.5	3.9	0	1.7	48.2
1979	40.3	11.9	53	33.6	30	12.7	30.7	51.4	11	1.5	0	0	53
1980	0	16.4	34	48.2	16.9	13.2	12	13	22.2	2.3	0	18.9	48.2
1981	2.3	22.6	10.4	19.8	33.2	24.4	16	6.9	15.8	16.5	0	3.5	33.2
1982	41.6	31.6	63.5	26.9	1.6	37.1	18.4	6.4	2.8	0	7.8	1.4	63.5
1983	1	20.5	19.7	34.5	46.3	21.9	12.2	12	38	13.5	0	0	46.3
1984	17.5	101.4	12.5	31.9	28	12.6	34.3	2.5	30.8	0	0	0	101.4
1985	19.3	18.6	34.4	19.6	13.6	22.1	31.5	14.1	0.7	11	11.3	2.6	34.4
1986	37.3	6.9	38.4	36.1	27.2	44	3.5	0	2	17.8	1.2	0	44
1987	24.2	19.7	41.2	14.4	18	8.5	34	15	8.4	20.4	0.7	0	41.2
1988	31.3	1.9	38.5	25.7	8.5	9.1	4.5	10.4	0	0	0.2	0	38.5
1989	7.9	12.5	9.7	6.6	2.9	0	6.3	14.8	9.5	4.6	13.8	0	14.8
1990	0.5	28	16.2	19.3	20	19.7	10.4	15	11.7	7.6	0	0.4	28
1991	40.6	24.4	25.5	3.1	48.8	16.5	17.4	30.4	28.6	10.1	3.7	0	48.8
1992	2.7	42.9	94.8	20.7	14.3	23.2	4	13.4	14.7	0.4	2.1	0	94.8
1993	26.6	15.8	28.3	23	34	16.3	0.3	18.4	2.9	0	0	0	34
1994	14.2	26.9	30.6	28.8	45.2	32.7	27.8	11.2	0	16.2	0	20.4	45.2
1995	12.4	40.8	9.8	22	24.6	21	18	49.2	10.7	50.8	1.2	1.7	50.8
1996	21.9	44	12	4.3	12	8.5	11.9	43.4	6	6.8	2.6	22.2	44
1997	64	15.9	34.1	51	19.6	37.2	22.2	32.6	59.6	6.1	0	0.9	64
1998	5.3	23.8	24.4	26.6	37.5	43.7	22.3	9.1	0.6	4	0	4.6	43.7
1999	23	29.6	40.3	35.9	9	7.3	36.8	8	37.3	1.1	0	0	40.3
2000	5.5	25.2	22.4	14.6	31.5	24.7	0	13.1	3.4	0	0	0	31.5
2001	19.6	13.8	49	21.2	13.8	2.9	11.7	6.6	9.1	0	1.2	8.4	49
2002	11.8	22.5	37.6	30	45.2	25.3	12	32.3	4.4	0	0	0	45.2
2003	23.5	13.5	13	20.7	46.6	20.7	40.6	23.5	77.4	0	0	0	77.4
2004	3.1	21	53	52.4	31.6	18.6	16.9	10.2	1.2	0	0	0	53
2005	8	24.6	44	25.3	26.4	27.6	16	1.9	105.3	0.6	0	5.9	105.3
2006	20.5	5.3	10.3	37.1	6	13.8	23.4	24.2	9.8	2.7	5	0	37.1
2007	29.8	36.4	60.8	27.2	5	7	10.8	4.8	25.3	2.4	8.3	0	60.8
2008	12.5	17.1	35.8	31.4	21.6	9.2	16.1	23.3	5.1	0	0	0	35.8
2009	62.3	6	53.2	38.1	28.2	14.3	48.6	23.8	18.8	2.9	2.3	20.9	62.3
2010	9.4	32.5	22.6	24.2	23.1	62.2	30.3	22	32.6	9.4	0	0	62.2
2011	26.4	14	46	19.4	29	52.2	29	42	11.7	0.4	0	55.2	55.2
2012	3	41.2	25.3	13	30.4	26.5	15	26.7	84.3	7.4	0	8.8	84.3
2013	8.1	15.2	47.1	40.4	26.8	8.7	24.6	1.2	4.5	41.1	0	0	47.1

Source : ANRH Blida

3.2. Ajustement statistique :

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. La validité des résultats de l'analyse fréquentielle dépendra du choix du modèle fréquentiel.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), et GEV à l'aide de logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

3.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

La distribution statistique de Gumbel ou bien la loi doublement exponentielle est souvent utilisée pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes.

La fonction de répartition est
$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right) \quad (II.1)$$

$u = \frac{x-a}{b}$: La variable réduite de Gumbel.

a Et b : Les paramètres du modèle de Gumbel.

On écrit alors
$$F(x) = \exp(-\exp(-u)) \quad (II.2)$$

$$u = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (II.3)$$

L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

$$x = a + bu \quad (II.4)$$

En pratique il s'agit essentiellement d'estimer la probabilité de non dépassement $F(x_i)$ qu'il convient d'attribuer à chaque valeur x_i . Il existe de nombreuses formules d'estimation de la fonction de répartition à l'aide de la fréquence empirique. Elles reposent toutes sur un tri de la série par valeurs croissantes permettant d'associer à chaque valeur son rang r .

$$q = \frac{r - 0.5}{N} \quad (II.5)$$

Où r est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, n est la taille de l'échantillon.

Enfin à l'aide de l'ajustement il est alors possible d'estimer les pluies maximales pour des périodes de retour données.

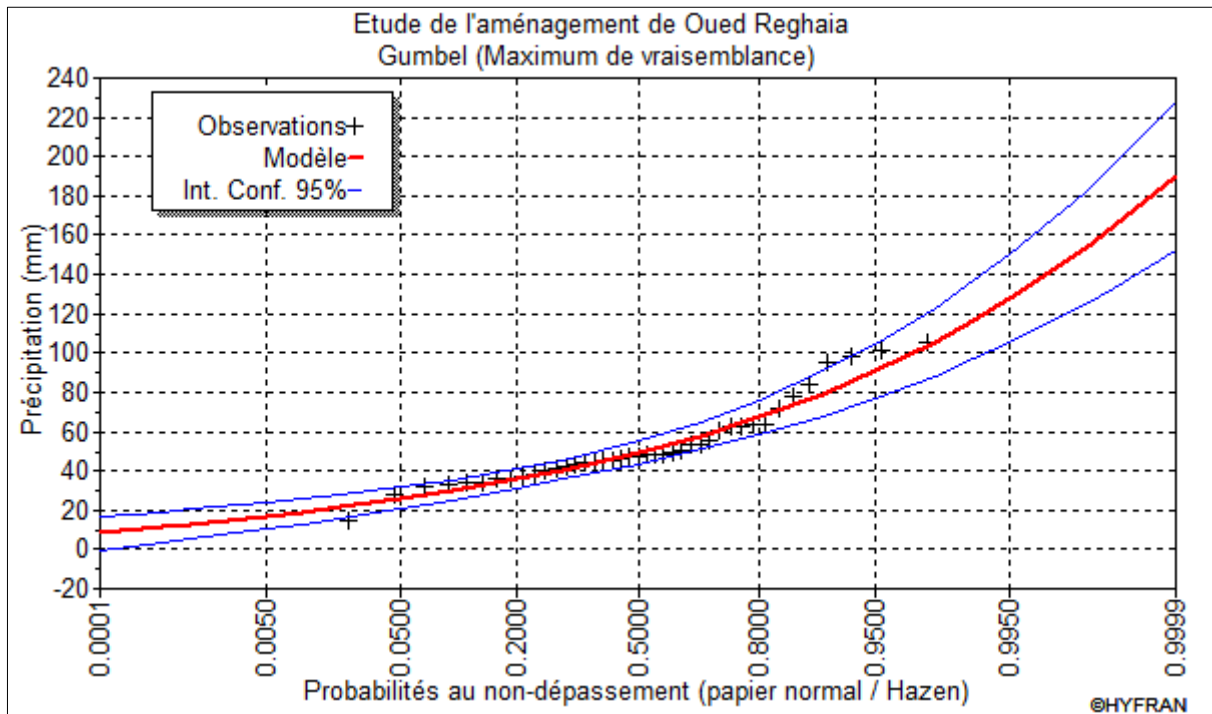


Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

- Estimation des paramètres par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\begin{cases} \bar{x} = a + \frac{\sum x \cdot e^{-\frac{x}{a}}}{\sum e^{-\frac{x}{a}}} \\ b = a \cdot \ln \left[\frac{\sum e^{-\frac{x}{a}}}{n} \right] \end{cases} \quad (II.6)$$

Par calcul itératif on trouve : $\begin{cases} a = 15.62 \\ b = 43.71 \end{cases}$

- Calcul des quantiles :

Tableau II.4 : Quantiles théoriques de Gumbel

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques
T (ans)	q	X_t (mm)
100	0.99	116.83
50	0.98	105.71
20	0.95	90.87
10	0.90	79.41
5	0.80	67.46

3.2.2. Ajustement à la loi Log-normale (Galton):

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi gaussio-logarithmique car son expression est proche de celle de la loi normale à une anamorphose près de type logarithmique sur la variable.

La fonction de répartition est donnée par la représentation suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} . du \tag{II.7}$$

Identique à celle de la loi normale, mais dans laquelle on passe par un changement de variable de x en $\ln(x)$,

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

Donc l'équation de la droite présentée sur le papier Gausso-logarithmique sera

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

- Les paramètres calculés :

$$\overline{\ln x} = 3.90$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.38$$

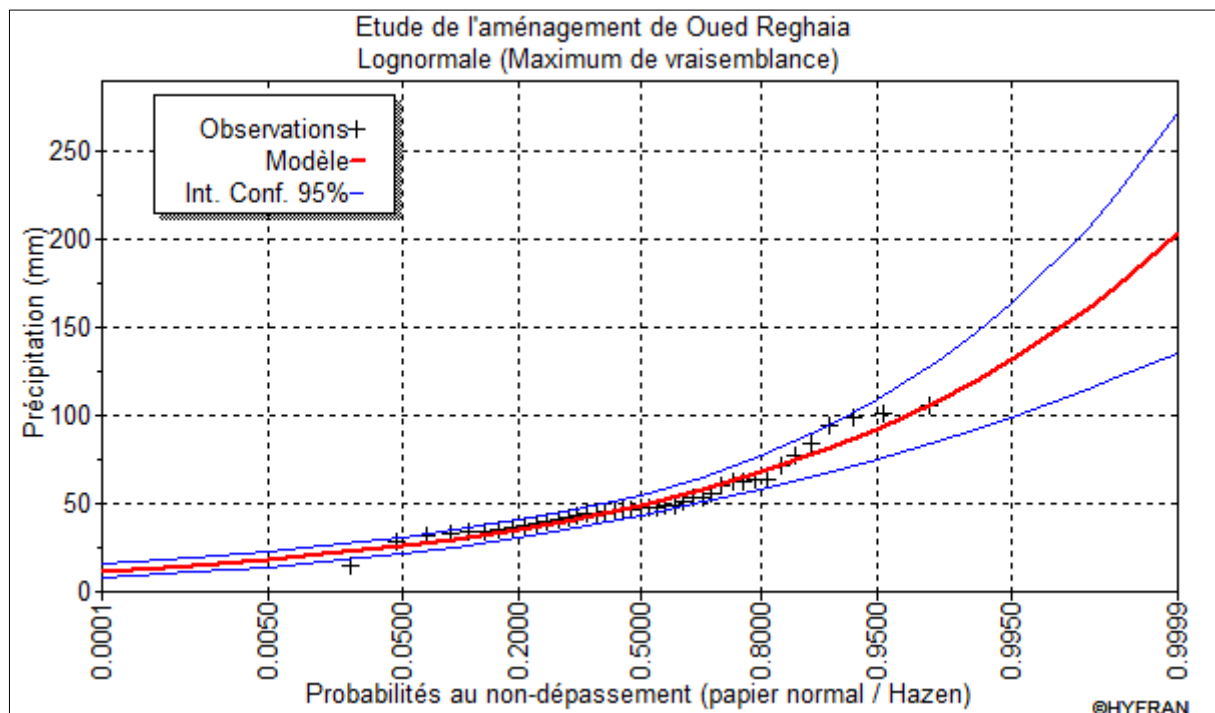


Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi de Galton

- Calcul des quantiles :

Tableau II.5 : Quantiles théoriques de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques
T (ans)	q	X_t (mm)
100	0.99	119.63
50	0.98	107.79
20	0.95	92.20
10	0.90	80.25
5	0.80	67.82

3.2.3. Ajustement à la loi de GEV (loi des extrêmes généralisée):

La loi des extrêmes généralisée (GEV) est une loi à trois paramètres qui peut être grossièrement considérée comme une généralisation de la loi de Gumbel.

La fonction de répartition est donnée comme suit :

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - c \frac{x - a}{b} \right)^{\frac{1}{c}} \right] \quad (II.10)$$

a : Paramètre de position ;

b : Paramètre de dispersion ;

c : Paramètre de forme.

La variable réduite :

$$y = -\frac{1}{c} \ln \left(1 - c \frac{x - a}{b} \right) \quad (II.11)$$

On aura donc :

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

L'équation de la droite :

$$x = a + \frac{b}{c} \{ 1 - [-\ln F(x)]^c \} \quad (II.12)$$

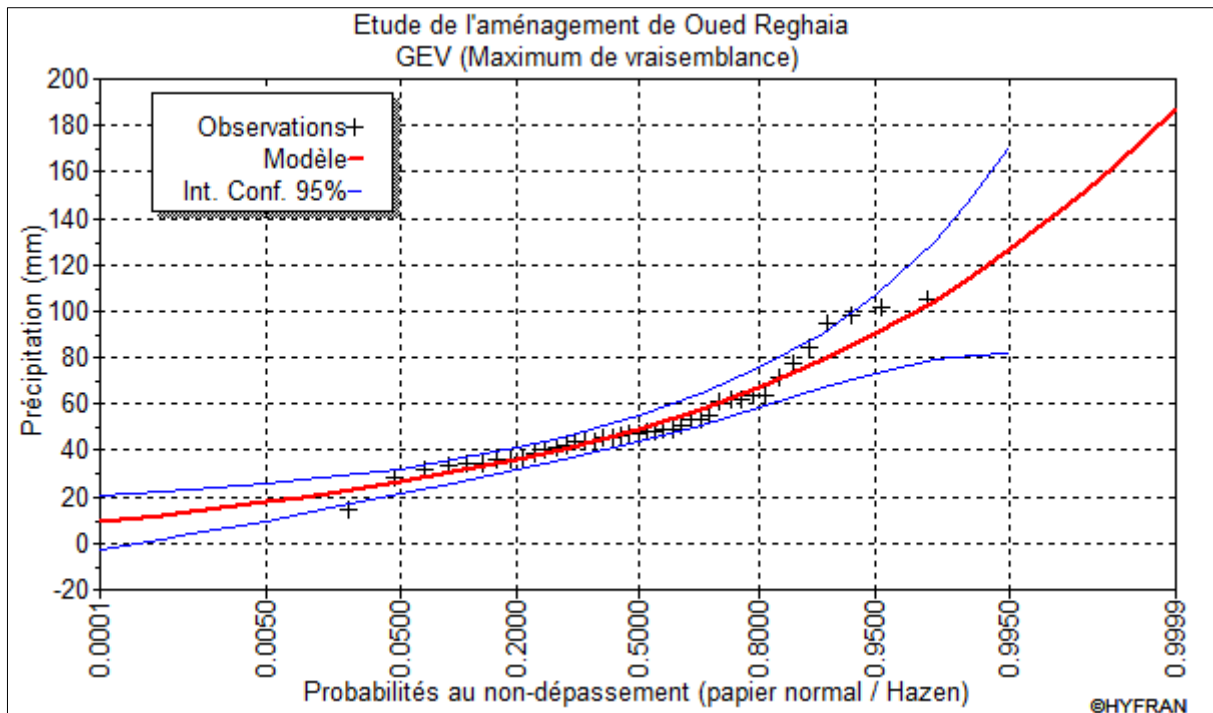


Figure II.4 : Ajustement graphique à la loi de GEV

- Calcul des quantiles :

Tableau II.6 : Quantiles théoriques calculés par la loi de GEV

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques
T (ans)	q	X_t (mm)
100	0.99	115.49
50	0.98	104.61
20	0.95	90.07
10	0.90	78.84
5	0.80	67.13

3.3. Le Test visuel :

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique ; l'allure des points sur le graphique Gausso-logarithmique nous informe a priori d'accepter ou de rejeter la loi :

- La droite théorique qui coupe l'axe des ordonnées sur une valeur négative ne pourrait avoir un sens physique (La lame précipitée est une grandeur physique non négative) ;
- Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement ;
- Elle permet aussi de comparer entre les lois suivant les intervalles de confiance.

- Interprétation des graphiques :

Si on analyse les trois graphiques précédents (figure II.2, II.3, II.4), on remarque que les trois lois pourraient très bien s'ajuster et on ne peut pas vraiment choisir celle qui s'ajusterait le mieux, parceque graphiquement elles donnent toutes les trois la même qualité d'ajustement ce qui nous oblige à effectuer un test d'adéquation.

3.4. Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, $\chi^2_{\text{Théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$ à un risque de 5% autrement dit à un seuil de signification de 95%.

Tableau II.7 : Résultats du Test de Pearson

Lois statistiques	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{Théorique}}$
Gumbel	5	9.93	11.070
Log-normale	5	13.05	11.070
GEV	8	6.80	15.507

La loi log normale ne peut pas s'ajuster parceque $\chi^2_{\text{calculé}} > \chi^2_{\text{Théorique}}$.

Donc on va choisir le modèle de Gumbel étant le modèle qui a le moins de paramètres que la loi GEV.

On prendra donc les quantiles calculés par la loi de Gumbel :

Tableau II.8 : Calcul des quantiles

T (ans)	F	Variable de Gumbel	Quantiles (mm)
5	0.8	1.50	67.12
10	0.9	2.25	78.84
20	0.95	2.97	90.07
50	0.98	3.90	104.62
100	0.99	4.60	115.52

4. Pluies de courte durée :

Les pluies de courte durée nous donnent la lame d'eau précipitée sur une durée donnée pour chaque période de retour, Le passage des pluies maximales probables aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

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

t : Durée de l'averse ($t \leq 24h$)

b : Exposant climatique ($b = 0.34$ selon les études régionales de l'ANRH)

Chap. II : Etude des précipitations maximales journalières

Les intensités maximales de durée $t(h)$ calculées par la relation :

$$I_{c.d} = \frac{P_{c.d}}{t} \quad (II.14)$$

$I_{c.d}$: L'intensité maximale de période $t(h)$

Tableau II.9 : Pluies et intensités de courtes durées

Quantiles	115.52		104.62		90.07		78.84		67.12	
T(années)	100		50		20		10		5	
Durée(h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)
0.25	24.47	97.89	22.16	88.65	19.08	76.33	16.70	66.81	14.22	56.88
1	39.21	39.21	35.51	35.51	30.57	30.57	26.76	26.76	22.78	22.78
2	49.63	24.81	44.95	22.47	38.70	19.35	33.87	16.94	28.84	14.42
3	56.96	18.99	51.59	17.20	44.41	14.80	38.88	12.96	33.10	11.03
4	62.82	15.70	56.89	14.22	48.98	12.24	42.87	10.72	36.50	9.12
5	67.77	13.55	61.38	12.28	52.84	10.57	46.25	9.25	39.38	7.88
6	72.10	12.02	65.30	10.88	56.22	9.37	49.21	8.20	41.89	6.98
7	75.98	10.85	68.81	9.83	59.24	8.46	51.86	7.41	44.15	6.31
8	79.51	9.94	72.01	9.00	62.00	7.75	54.27	6.78	46.20	5.77
9	82.76	9.20	74.95	8.33	64.53	7.17	56.48	6.28	48.09	5.34
10	85.78	8.58	77.69	7.77	66.88	6.69	58.54	5.85	49.84	4.98
11	88.61	8.06	80.24	7.29	69.08	6.28	60.47	5.50	51.48	4.68
12	91.27	7.61	82.65	6.89	71.16	5.93	62.29	5.19	53.03	4.42
13	93.78	7.21	84.93	6.53	73.12	5.62	64.01	4.92	54.49	4.19
14	96.18	6.87	87.10	6.22	74.99	5.36	65.64	4.69	55.88	3.99
15	98.46	6.56	89.17	5.94	76.77	5.12	67.20	4.48	57.21	3.81
16	100.64	6.29	91.15	5.70	78.47	4.90	68.69	4.29	58.48	3.65
17	102.74	6.04	93.05	5.47	80.11	4.71	70.12	4.12	59.69	3.51
18	104.76	5.82	94.87	5.27	81.68	4.54	71.49	3.97	60.87	3.38
19	106.70	5.62	96.63	5.09	83.19	4.38	72.82	3.83	61.99	3.26
20	108.58	5.43	98.33	4.92	84.66	4.23	74.10	3.71	63.09	3.15
21	110.39	5.26	99.98	4.76	86.07	4.10	75.34	3.59	64.14	3.05
22	112.15	5.10	101.57	4.62	87.44	3.97	76.54	3.48	65.16	2.96
23	113.86	4.95	103.12	4.48	88.78	3.86	77.71	3.38	66.16	2.88
24	115.52	4.81	104.62	4.36	90.07	3.75	78.84	3.29	67.12	2.80

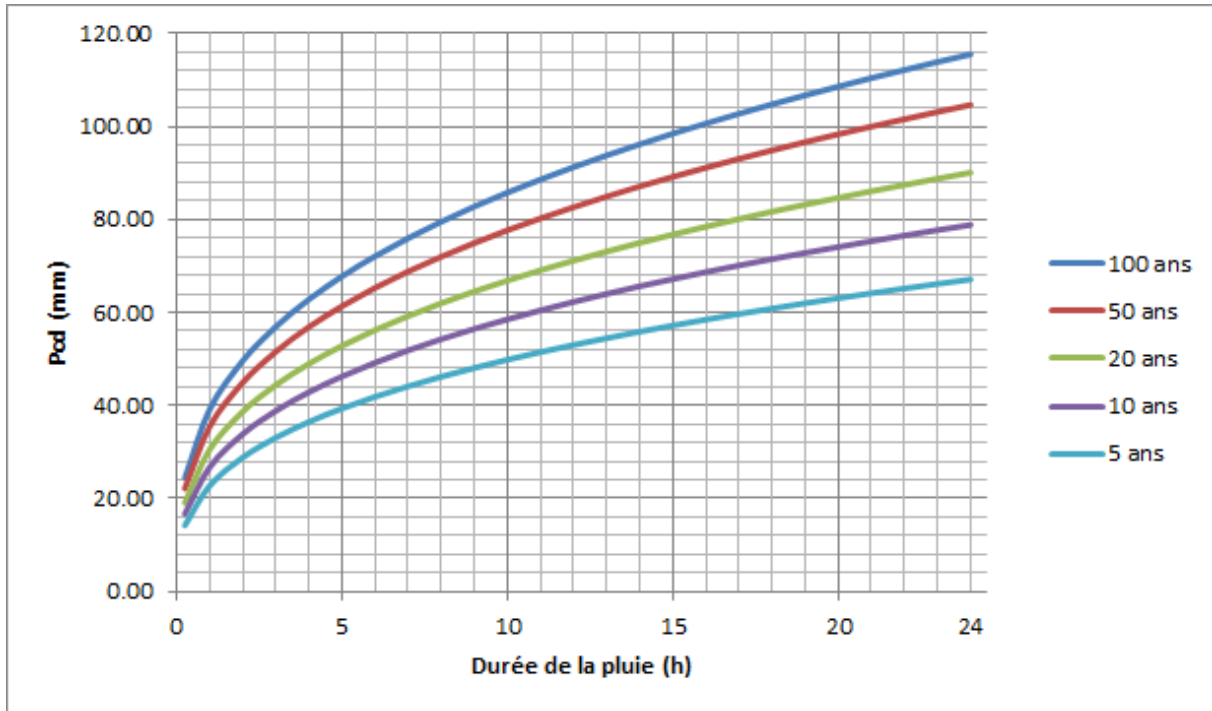


Figure II.5 : Courbe de pluies de courtes durées.

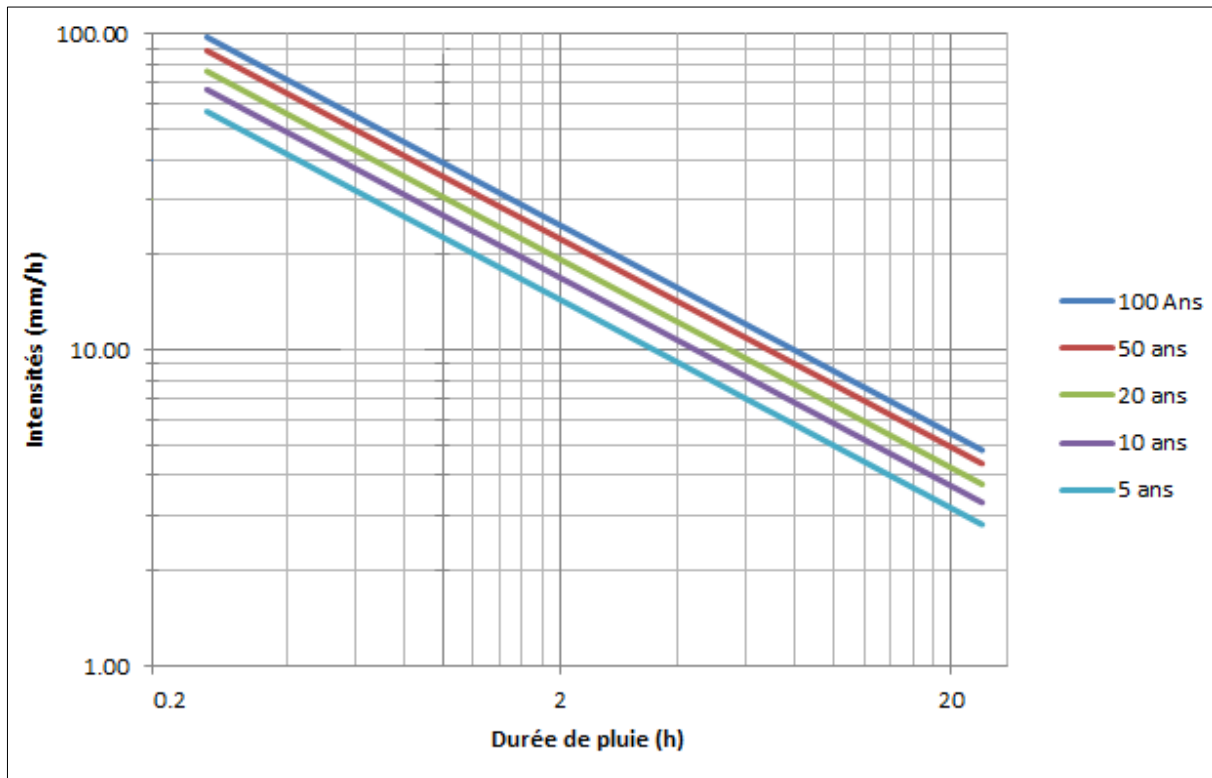


Figure II.6 : Courbes d'intensités de courtes durées

5. Les courbes I.D.F (A.N.R.H) :

Nous allons prendre juste à titre comparatif les résultats de l'étude de synthèse des précipitations extrêmes sur l'Algérie du nord faite par l'ANRH bien que la méthode appliquée ici est celle du Gradex (un paramètre de la loi log-normale), et notre série ne s'ajuste pas à cette dernière, mais pour la suite des calculs, nous travaillerons avec les pluies de courtes durées.

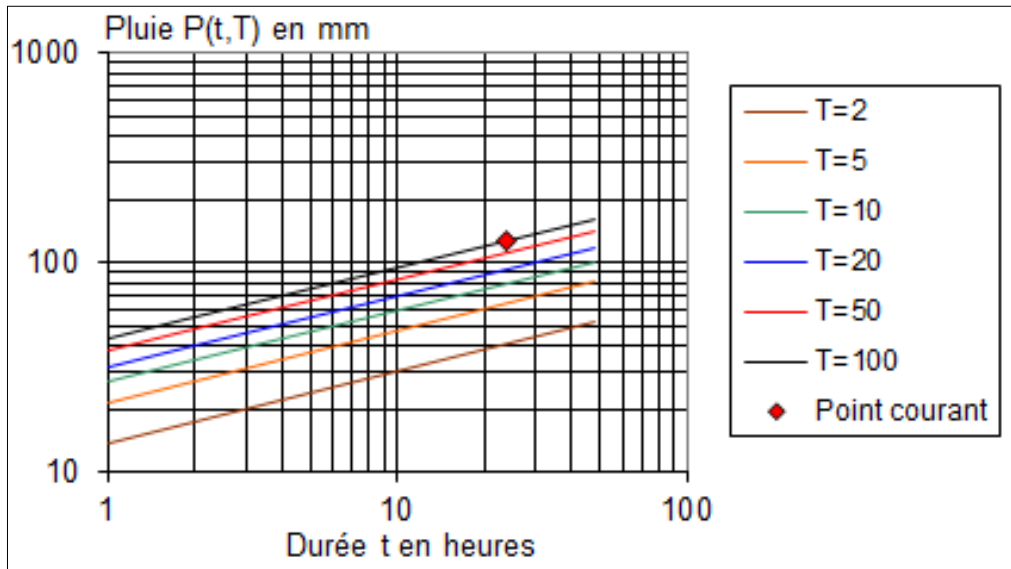


Figure II.6 : Courbe de pluies-durées-fréquences (ANRH).

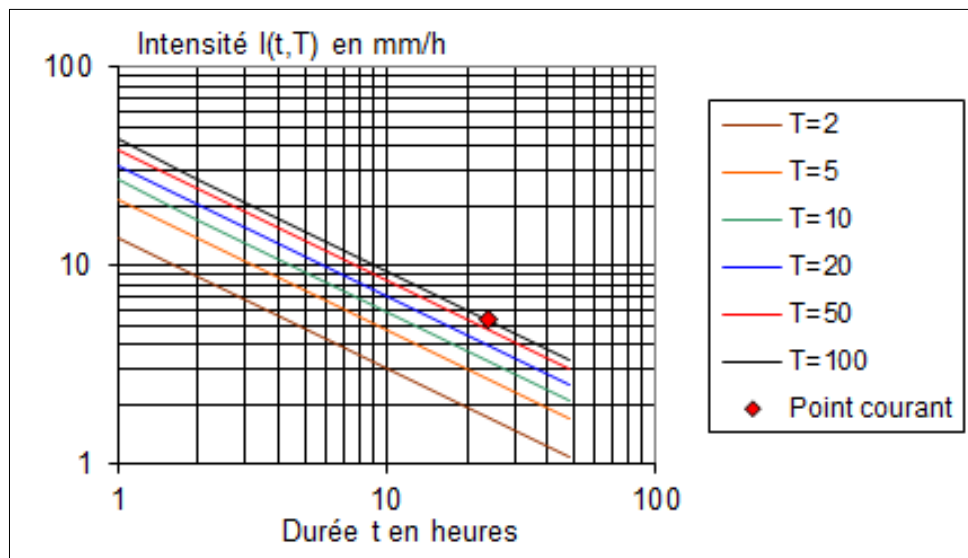


Figure II.7 : Courbes Intensités-Durées-Fréquences

Tableau II.10 : Comparaison des résultats des deux méthodes.

Période de retour T (années)	Pluie (mm)		Intensité (mm/h)	
	<i>I.D.F</i>	<i>P.C.D</i>	<i>I.D.F</i>	<i>P.C.D</i>
100	127	115.52	5.3	4.81
50	113	104.62	4.7	4.36
20	94	90.07	3.9	3.75
10	79	78.84	3.3	3.29
5	64	67.72	2.7	2.80

- Interprétation et discussion :

On remarque que les résultats des deux méthodes sont rapprochés, mais il y a plus de variabilité dans les résultats de la méthode de l'ANRH. Cependant, les courbes IDF obtenues de cette dernière sont aussi exploitables parce qu'elles ont été établies à partir de séries de données plus longues et avec plus de moyens dont nous disposons, mais nous nous limiterons à travailler avec nos résultats.

Conclusion :

Les deux lois couramment employées en hydrologie, et particulièrement pour décrire les modules pluviométriques méditerranéens sont les lois de Gumbel et de Galton, notre série s'ajuste très bien au premier modèle.

L'étude des valeurs maximales est souvent délicate pour l'irrégularité du régime et les grands écarts entre les pluies des années sèches et les années pluvieuses. Cependant, il existe de nouvelles méthodes qui permettent de fixer un certain seuil et de ne pas prendre forcément le maxima de chaque année mais plusieurs pour chacune ; ce qui nous donnent des séries plus longues et plus représentatives toutefois le travail reste fastidieux.

Chapitre III

Estimation des débits de crues des cours d'eau

Chapitre III : Estimation des débits de crues des cours d'eau

Introduction :

Dimensionner un ouvrage se trouvant à l'aval d'un bassin versant donné ou d'une partie de ce dernier nécessite l'estimation des débits de crues de différents temps de retour. Dans ce but, des méthodes plus ou moins complexes ont été développées. Dans notre travail on a opté de travailler avec trois approches différentes et de choisir celle qui conviendra le mieux à notre contexte. Les méthodes utilisées sont les suivantes :

- La méthode SCS-CN (Soil Conservation Service-Curve Number) ;
- La méthode empirique de Sokolovsky ;
- Le modèle ANRH de prédétermination de crues du Nord d'Algérie.

1. La méthode SCS-CN:

1.1. Présentation de la méthode :

La méthode du Soil Conservation Service a été mise au point aux Etats Unis sur la base de résultats de mesures pluvio-hydrométriques pratiquées sur plusieurs centaines de bassins versants. Elle a été appliquée par plusieurs bureaux d'études au contexte méditerranéen. Avant tout, on suppose qu'un épisode pluvieux de période de retour T engendre un ruissellement de même période de retour. Les seules données nécessaires à la transformation sont les caractéristiques $P(t)$ de la pluie choisie et les caractéristiques géométriques et physiques du bassin versant (temps de concentration, surface, pente du cours d'eau...).

La précipitation totale est séparée en trois composantes : ruissellement direct (Q), eau retenue (F) et infiltration initiale (I_a).

$$P = Q + F + I_a \quad (III.1)$$

En posant (S) comme le potentiel maximum de rétention, elle démarre du concept qui stimule que la proportion d'eau pouvant être ruisselée par unité de celle pouvant être stockée est égale à la proportion d'eau ruisselée par l'unité de celle qui est stockée. [5]

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (III.2)$$

Donc on aura des deux équations précédentes :

$$\frac{(P - I_a) - Q}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (III.3)$$

Ce qui équivaut à :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (III.4)$$

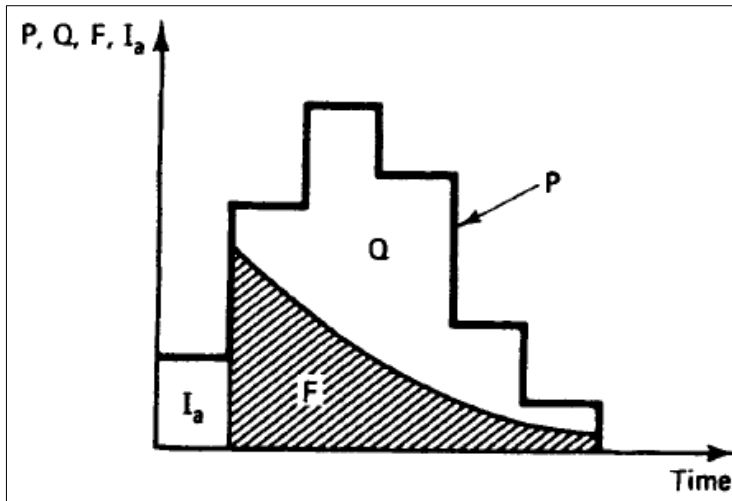


Figure III.1: Séparation de la pluie

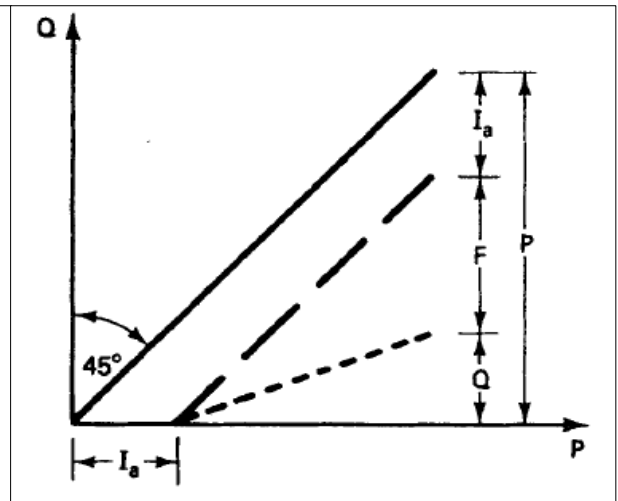


Figure III.2: Relation pluie-débit

Après plusieurs études, une relation empirique qui lie la rétention potentielle et l'infiltration initiale a été établie. [5]

$$I_a = 0.2S \quad (III.5)$$

Donc :

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (III.6)$$

Selon une étude sur plus de 4000 types de sols, le SCS a estimé S en fonction du CN curve number représentatif de la **géologie**, du **couvert végétal**, et de l'**humectation initiale**. Trois paramètres permettant de le déterminer à partir des tables de CN.

$$S = \frac{1000}{CN - 10} \quad (III.7)$$

Et le temps de base de l'hydrogramme de crue est :

$$T = 2.67 \left(\frac{t_{averse}}{2} + 0.6t_c \right) \quad (III.8)$$

1.2. Application de la méthode :

On a appliqué cette démarche via le logiciel HEC-HMS (voir présentation en annexe), qui permet de générer directement les hydrogrammes de crue.

1.2.1. Démarche suivie :

Pour déterminer les paramètres d'entrée (surface, curve number, pourcentage de surfaces imperméables, temps de parcours), on passe par plusieurs étapes :

- Division en sous bassin ;
 - Calcul du temps de concentration de chaque sous bassin ;
 - Caractérisation de sous surfaces homogène ;
 - Détermination de CN de chaque surface ;
 - Détermination de pourcentage de surface imperméabilisée.
- Division en sous bassins :

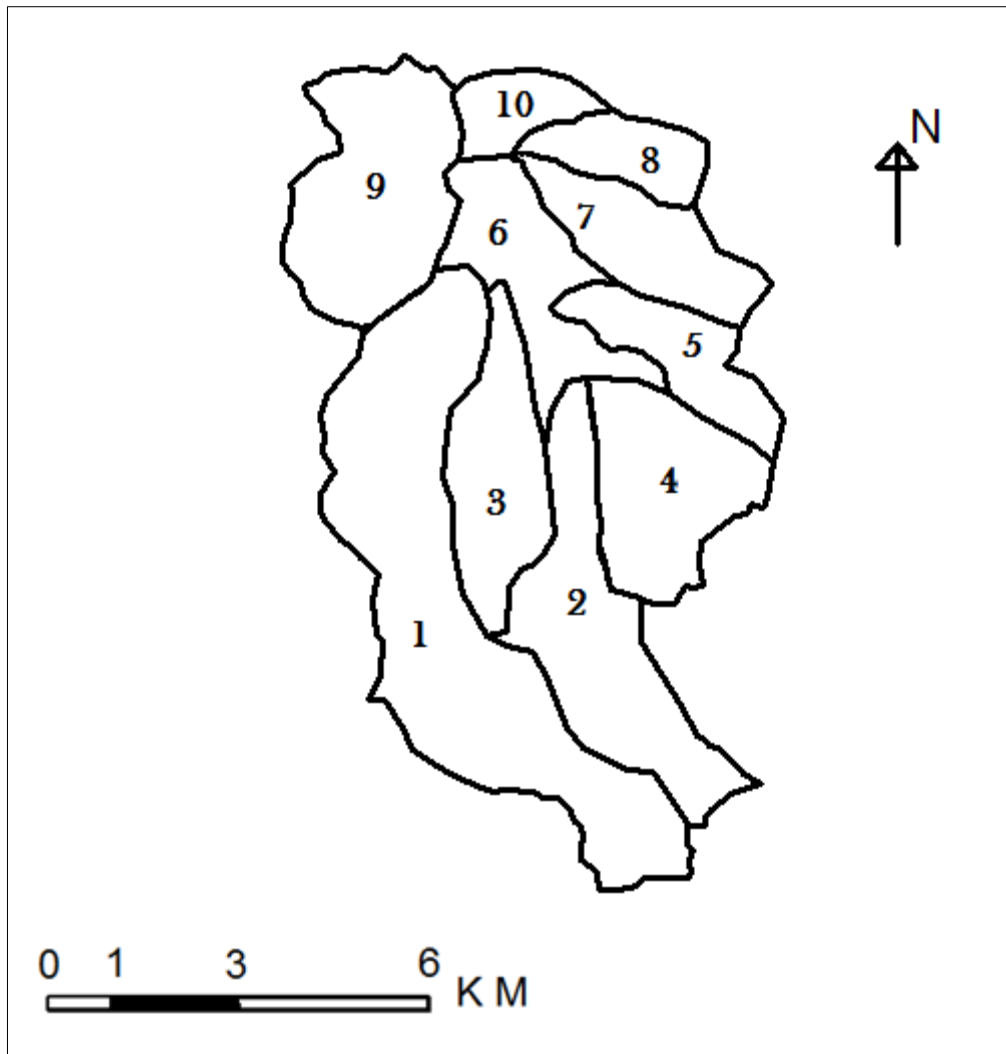


Figure III.3 : Division en sous bassin.

Pour diviser la surface totale en sous bassins, on a pris compte des différents affluents naturels, en utilisant les noms donnés par les services de la DRE d'Alger.

Tableau III.1 : surfaces des sous bassins

Sous bassin	Code HEC-HMS	Surface (Km ²)
Guesbain	1	21.09
Berrabah	2	10.13
Boukerrouch	3	6.46
Mekhfi	4	7.49
Kerrouch	5	4.24
Reghaia_amont	6	6.28
El bey_Djaafri	7	5.27
Cheb-Cheb	8	2.93
Baradia	9	9.68
Reghaia_aval	10	2.40

- Calcul des temps de concentration et le temps de parcours :

Pour le calcul du temps de concentration, nous avons utilisé deux formules qui sont assez bien adaptées à l'approche SCS et notamment pour les petits bassins :

- Formule de Kirpich :

$$t_c = 0.000385 \frac{L_p^{0.77}}{(H_{max} - H_{min})^{0.385}} \quad (III.9)$$

- Formule de California :

$$t_c = 0.87 \frac{0.001L_p^3}{(H_{max} - H_{min})^{0.386}} \quad (III.10)$$

L_p : Longueur du cours d'eau dans le sous bassin (m).

H_{max} : Hauteur maximale dans le sous bassin (m).

H_{min} : Hauteur minimale dans le sous bassin (m).

Le (tableau III.2) résume le calcul du temps de concentration :

Le temps de parcours (lag) est estimé : $lag = 0.6 * t_c$

Tableau III.2 : Calcul du temps de concentration

SB	$H_{max}(m)$	$H_{min}(m)$	$L_p(m)$	$H_{max} - H_{min}$	Kirpitch (h)	California (h)	lag(min)
Guesbain	183	20	14857.5	163	3.57	3.02	128.43
Berrabah	200	32.5	8599.2	167.5	1.88	1.59	67.58
Boukerrouch	85	20	7046.2	65	2.15	1.81	77.30
Mekhfi	110	32.5	4899.3	77.5	1.32	1.11	47.48
Kerrouch	57	23.5	5145.8	33.5	1.93	1.63	69.40
Reghaia_ amont	32.5	10	4888.1	22.5	2.12	1.79	76.23
El bey_Djaafri	51	21	5375.1	30	2.12	1.79	76.15
Cheb-Cheb	34	20.5	3393	13.5	1.69	1.43	60.87
Baradia	20	3	5698	17	2.82	2.38	101.37
Reghaia	10	4	1834.7	6	1.14	0.96	40.89

On remarque que les deux formules donnent pratiquement les mêmes résultats ; on prendra la première formule dont l'utilisation est préférable pour les bassins de petite taille.

- Détermination du Curve Number (CN) :

Le CN est déterminé à partir des tables (voir annexes) en fonction de trois paramètres :

- Classe géologique (A, B, C, D) ;
- Couvert végétal (bonne, moyenne, mauvaise) ;
- Condition d'humectation initiale (I, II, III) ;

On divise les sous bassins en sous surfaces homogènes, après calage des images satellitaires de la zone d'étude. On a constaté que le côté amont de la zone d'étude est plutôt agricole tandis que son côté aval est urbanisé et à caractère industriel. Alors, on a caractérisé quatre types de surfaces et ensuite calculé le $CN_{pondéré}$:

- Agricole ;
- Habitats dense ;
- Habitats moyennement dense ;
- Habitats dispersés.

$$CN_p = \frac{\sum S_i CN_i}{\sum S_i} \quad (III. 11)$$

- Détermination de pourcentage des surfaces imperméables :

C'est l'ensemble des surfaces extrêmement urbanisées (rues goudronnées, trottoirs en béton, toitures de maisons...).

$$C_{imp,\%} = \frac{\sum S_{imp}}{\sum S} * 100 \quad (III. 10)$$

Tableau III.3 : Exemple de détermination du CN SB_Reghaia aval

Type	$S(Km^2)$	CN	
Agricole	0.13	63	8.19
Hab. dispersé	0.13	75	9.75
Hab. dense	0.94	85	79.9
Agricole	0.13	63	8.19
Agricole	0.45	60	27
Hab. dense	0.34	75	25.5
Agricole	0.18	63	11.34
Hab. dispersé	0.1	75	7.5
		CN_p	73.9

Tableau III.4 : Curve number et pourcentages de surfaces imperméabilisées

S.B	Surface (Km ²)	CN	$S_{imp} (Km^2)$	$C_{imp,\%}$
Guesbain	21.09	72.31	3.42	16.215
Berrabah	10.13	69.54	1.950	19.255
Boukerrouch	6.46	72.15	1.8	27.877
Mekhfi	7.49	72.61	3.560	47.511
Kerrouch	4.24	77	2.520	59.434
Reghaia_amont	6.28	75.36	3.340	53.168
El bey_Djaafri	5.27	69.16	1.750	33.219
Cheb-Cheb	2.93	72.5	1.282	43.754
Baradia	9.68	73.42	4.170	43.092
Reghaia	2.40	73.9	1.390	57.901

1.2.2. Résultats et simulation de l'hydrogramme de crue :

On a simulé des évènements pluvieux de différentes fréquences et durées de pluies, à savoir :

- T=100 ans D=06 heures ;
- T=100 ans D=24 heures ;
- T=50 ans D=06 heures ;
- T=50 ans D=24 heures.

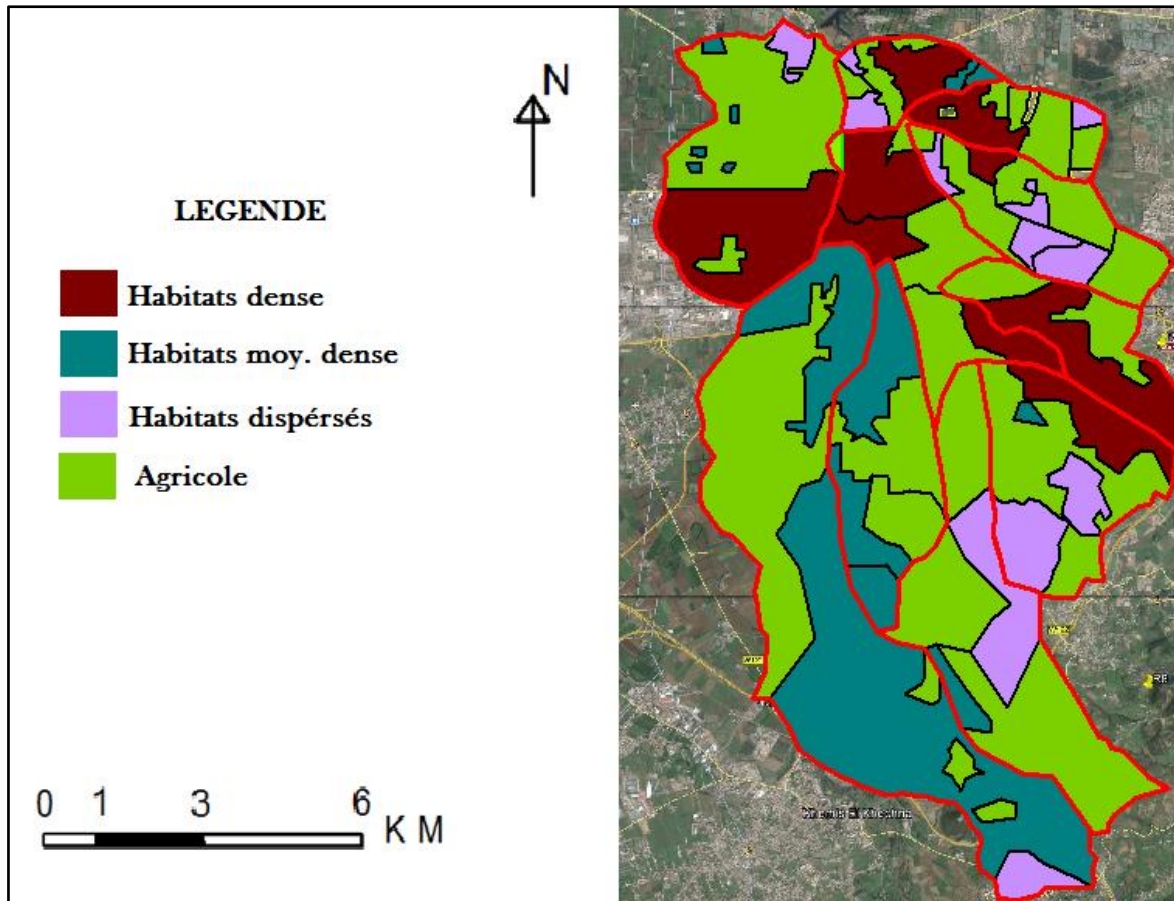


Figure III.4 : Calage sur image satellitaire et estimation du CN

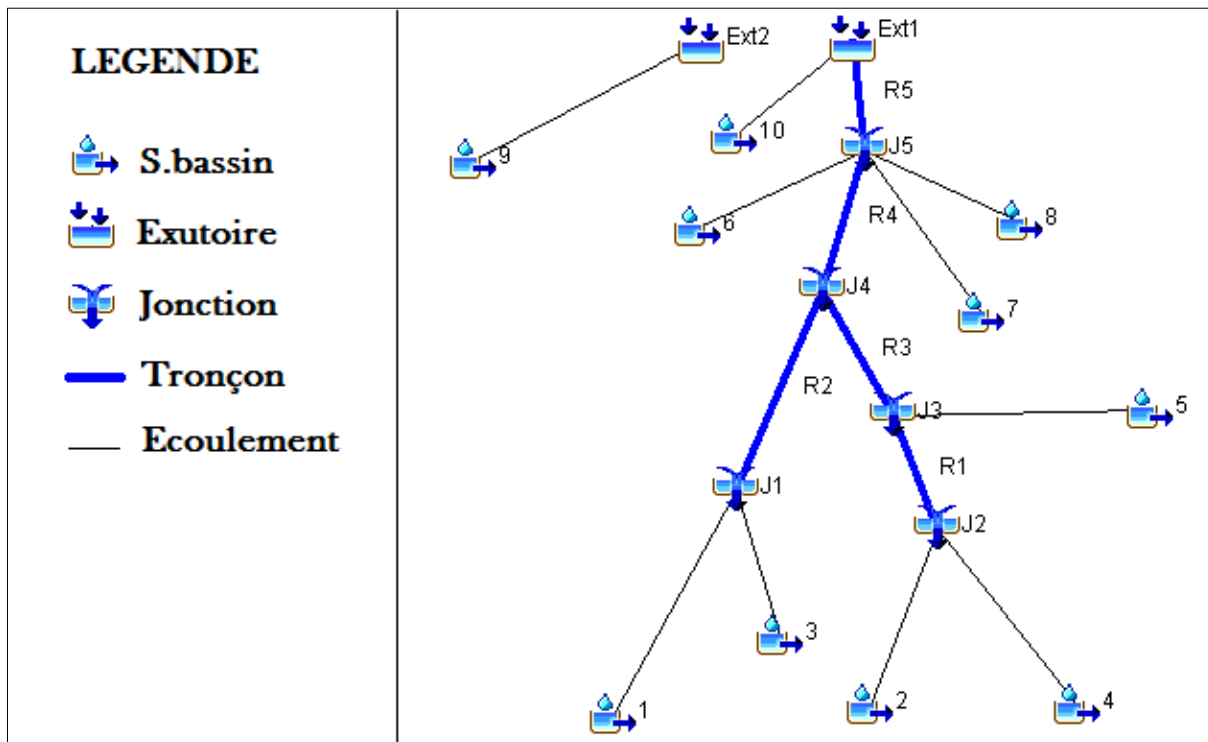


Figure III.5 : Représentation du schéma d'écoulement sur HEC-HMS

Tableau III.5 : Résultats globaux de débits

Elément	Code	Débits (m^3/s) selon (T, Durée)			
		06H 100ans	06H 50ans	24H 100ans	24H 50ans
Guesbain	1	37.6	31.4	54.4	46
Boukerrouch	3	19.8	16.9	25.6	22
Jonction	J1	52.1	43.8	74.1	62.9
Tronçon	R2	52.1	43.8	73.9	62.8
Berrabah	2	25.8	21.5	36.4	30.7
Mekhfi	4	40.9	35.8	44.1	38.7
Jonction	J2	63.6	54.8	77.7	66.9
Tonçon	R1	63.1	54.2	77.1	66.4
Kerrouch	5	22.4	19.8	24.2	21.4
Jonction	J3	85.1	73.7	100.4	87.1
Tronçon	R3	84.8	73.5	100.2	86.9
Jonction	J4	131.4	112.8	169.1	145.2
Tronçon	R4	130.8	112.1	168.2	144.4
Reghaia_ amont	6	28.9	25.4	31.9	28.2
El bey_Djaafri	7	16.6	14.3	20.6	17.7
Cheb-Cheb	8	13.3	11.6	15.1	13.2
Jonction	J5	157.9	135.8	198.9	171.4
Tronçon	R5	157.5	135.7	198.7	171.3
Reghaia_ aval	10	16.4	14.5	16.5	14.6
Exutoire	Ext1	159.7	137.7	201.6	173.8
Baradia	9	32.1	28	37.8	33.1
Exutoire	Ext2	32.1	28	37.8	33.1

En comparant entre les débits de la colonne 3 et ceux de la colonne 6 :

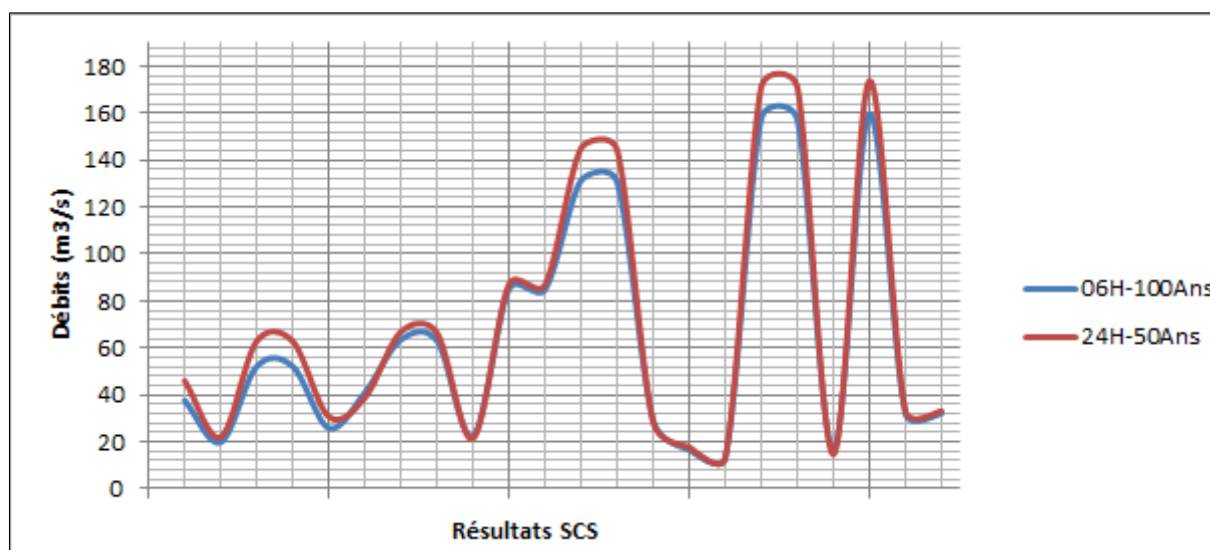


Figure III.6 : Comparaison des débits de 24H-50ans et 06H-100ans

On remarque que les débits générés par les pluies de 24H et de période de retour de 50ans sont pratiquement les mêmes que ceux des pluies de 06H pour une période de retour de 100ans.

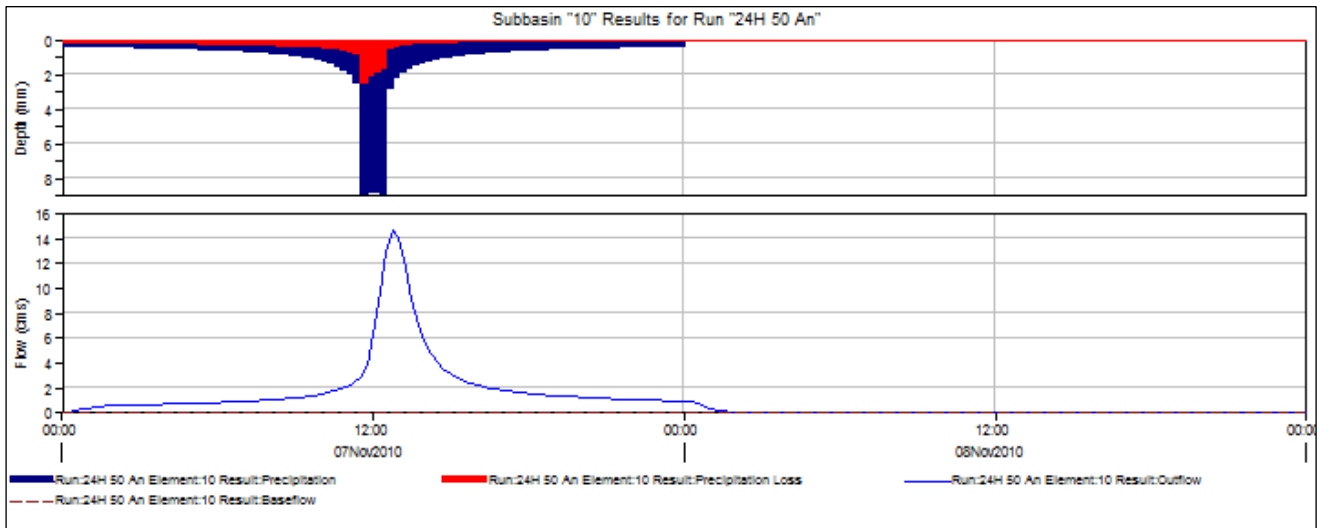


Figure III.7 : Hydrogramme de sortie Réghaia_aval 24H-50ans

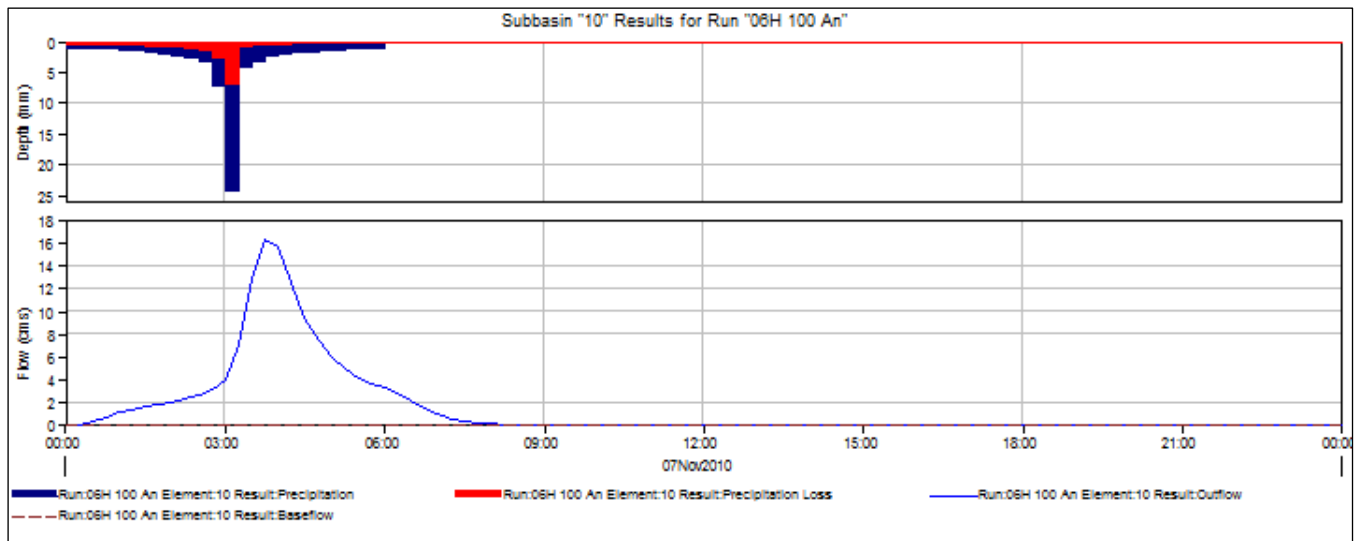


Figure III.8 : Hydrogramme de sortie Réghaia_aval 06H-100ans

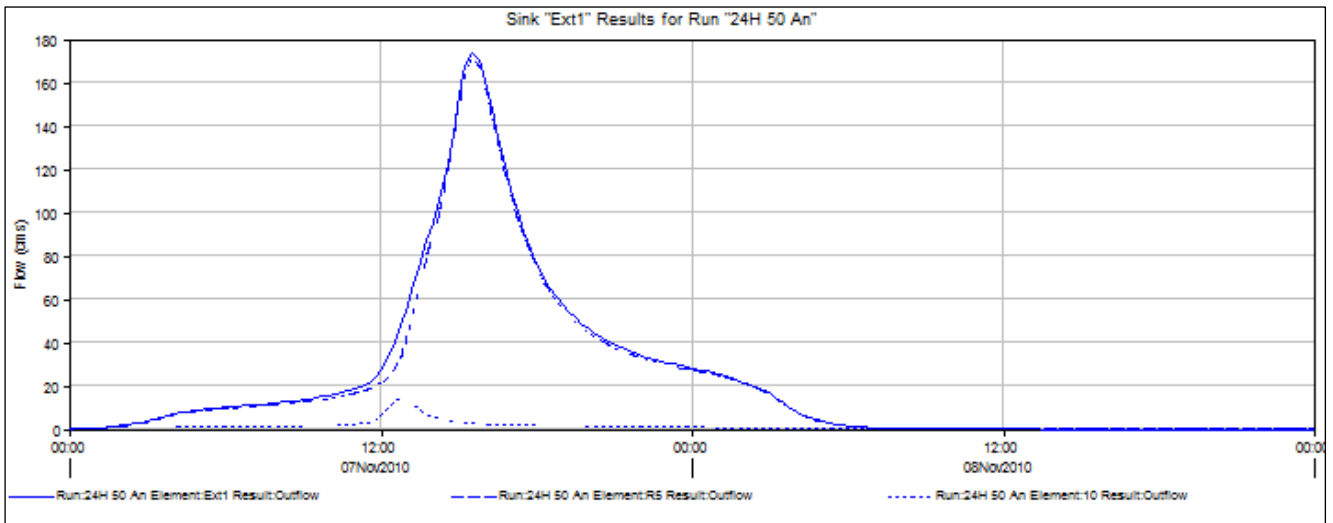


Figure III.9 : Hydrogramme de sortie à l'exutoire d'Oued Reghaia 24H-50ans

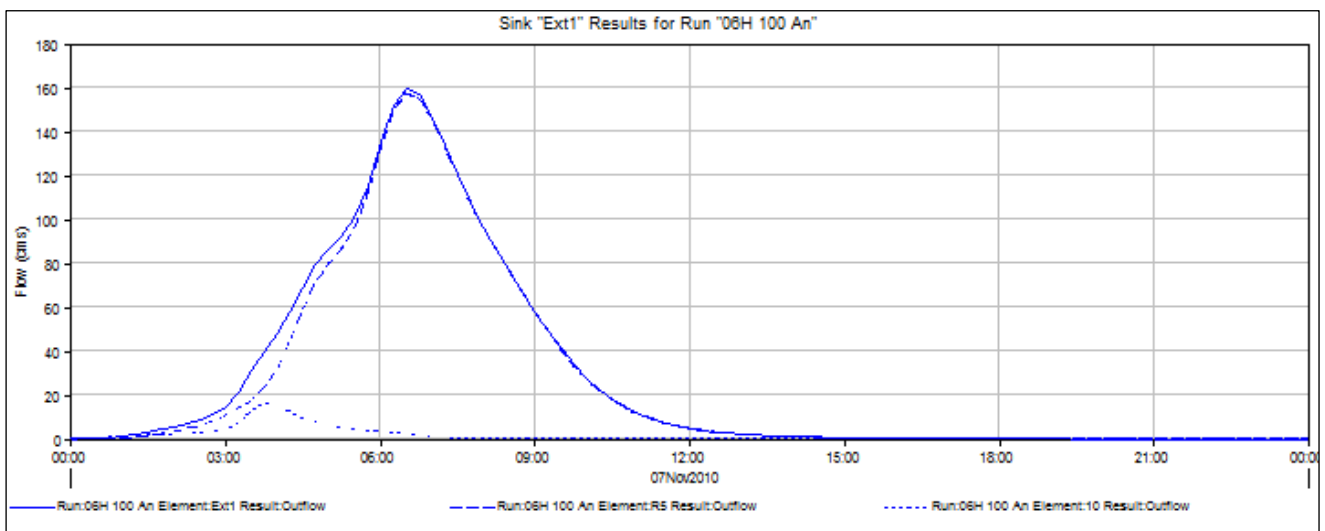


Figure III.10 : Hydrogramme de sortie à l'exutoire d'Oued Reghaia 06H-100ans

2. La méthode de Sokolovsky:

2.1. Présentation de la méthode :

Il considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe : l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Modélisé par les équations suivantes : [3]

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (III. 12)$$

$$\text{Pour la descente : } Q_d = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^m \quad (III. 13)$$

t_m : Temps de montée pris égal au temps de concentration du bassin versant ;

t_d : Temps de descente ;

Avec $n = 2$ et $m = 3$

Le débit maximal probable $Q_{max,p\%}$ est donné par la formule de Sokolovsky :

$$Q_{max,p\%} = 0.28 \frac{(P_{p\%,t_c} - H_0)\alpha_{p\%}Sf}{t_c} \quad (III. 14)$$

H_0 : Pertes initiales en (mm) ;

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable ;

S : Surface du bassin versant en Km^2 ;

f : Coefficient de forme de la crue ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h ;

$P_{p\%,t_c}$: Précipitation en (mm) de probabilité $p\%$ correspondant une durée = t_c ;

0.28: Coefficient de changement d'unité.

Le coefficient f peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (III. 15)$$

- Pour $S \leq 50Km^2$ on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = 2: 2.5$
- Pour des bassins versant boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 3: 4$

Le temps de base $T_b = t_m + t_d$ avec $t_d = \gamma t_m$

$$\alpha = \frac{\sqrt{P_{p\%,t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{p\%,t_c}} - \sqrt{H_0}} \quad (III. 16)$$

2.2. Application de la méthode :

Dans notre cas, nous avons plusieurs petits sous bassins, pour lesquels on appliquera la formule précédente en prenant :

- Le déficit initial $H_0 = 7mm$
- Le coefficient $\gamma = 2$ bassin $< 50 Km^2$
- Le temps de concentration calculé par la formule de Kirpich.
- Les pluies de périodes de retour 100 et 50 ans

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.6 : Détermination du débit maximal probable pour $T = 100$ ans

<i>SB</i>	<i>Surface (Km²)</i>	<i>Kirpitch (h)</i>	$P_{100,t_c} - H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	<i>Q (m3/s)</i>
<i>Guesbain</i>	21.09	3.57	53.42	0.49	52.22
<i>Berrabah</i>	10.13	1.88	41.57	0.45	33.88
<i>Boukerrouch</i>	6.46	2.15	43.84	0.46	20.32
<i>Mekhfi</i>	7.49	1.32	36.08	0.43	29.30
<i>Kerrouch</i>	4.24	1.93	42.01	0.45	14.02
<i>Reghaia_ament</i>	6.28	2.12	43.60	0.46	19.90
<i>El bey_Djaafri</i>	5.27	2.12	43.58	0.46	16.69
<i>Cheb-Cheb</i>	2.93	1.69	39.88	0.44	10.27
<i>Baradia</i>	9.68	2.82	48.75	0.48	26.84
<i>Reghaia</i>	2.40	1.14	33.94	0.41	10.00

Tableau III.7 : Détermination du débit maximal probable pour $T = 50$ ans

<i>SB</i>	<i>Surface (Km²)</i>	<i>Kirpitch (h)</i>	$P_{50,t_c} - H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	<i>Q (m3/s)</i>
<i>Guesbain</i>	21.09	3.57	47.72	0.47	44.85
<i>Berrabah</i>	10.13	1.88	36.99	0.43	28.81
<i>Boukerrouch</i>	6.46	2.15	39.04	0.44	17.32
<i>Mekhfi</i>	7.49	1.32	32.01	0.40	24.74
<i>Kerrouch</i>	4.24	1.93	37.39	0.43	11.92
<i>Reghaia_ament</i>	6.28	2.12	38.83	0.44	16.95
<i>El bey_Djaafri</i>	5.27	2.12	38.81	0.44	14.22
<i>Cheb-Cheb</i>	2.93	1.69	35.45	0.42	8.72
<i>Baradia</i>	9.68	2.82	43.49	0.46	22.97
<i>Reghaia</i>	2.40	1.14	30.08	0.39	8.42

On présente les hydrogrammes de crues des sous bassins de Guesbain et de Reghaia_aval :

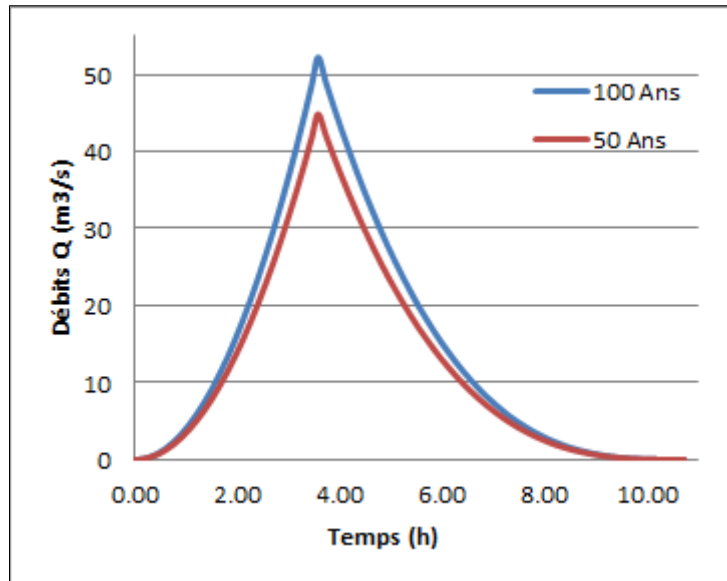


Figure III.11 : Hydrogramme de crue SB Guesbain

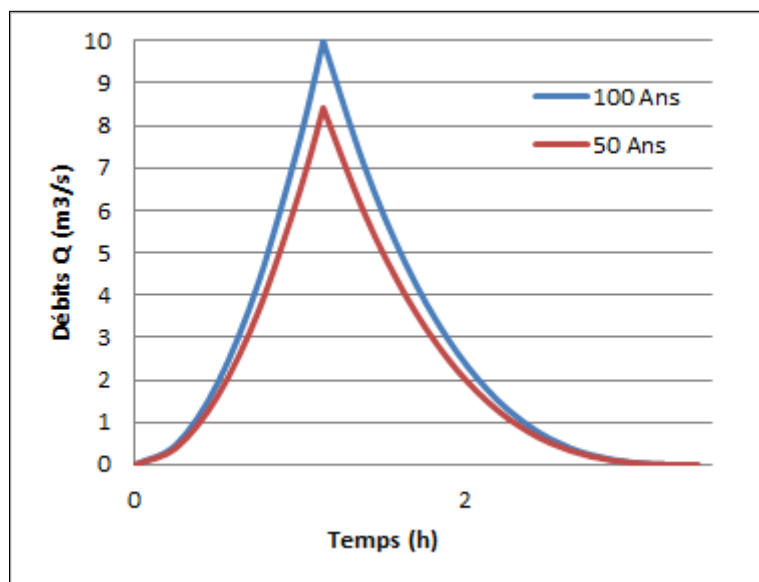


Figure III.12 : Hydrogramme de crue SB Reghaia_aval

3. Le modèle ANRH de prédétermination de crues du Nord d'Algérie :

Ce Modèle sera utilisé juste à titre comparatif, puisque nous travaillons sur une zone pratiquement non jaugée, ou on ne dispose pas de mesures de débits fiables avec lesquelles on pourrait faire une étude hydrométrique.

Tableau III.8 : Débits déterminés par la méthode de l'ANRH $T = 50, 100$ Ans

SB	Surface (Km^2)	Débit Q (m^3/s)	
		50 ans	100 ans
Guesbain	21.09	45	54
Berrabah	10.13	27	32
Boukerrouch	6.46	20	23
Mekhfi	7.49	22	26
Kerrouch	4.24	14	17
Reghaia_amont	6.28	19	23
El bey_Djaafri	5.27	17	20
Cheb-Cheb	2.93	11	13
Baradia	9.68	26	31
Reghaia_aval	2.40	10	11

4. Résultats et discussion des différentes méthodes :

4.1. Comparaison des valeurs de débits :

Le tableau suivant montre les débits qui en résultent de chaque approche et pour les deux périodes de retour ($T = 50, 100$ ans).

Tableau III.9 : Comparaison des trois approches

SB	Débit $Q(m^3/s), T = 50$ ans			Débit $Q(m^3/s), T = 100$ ans		
	SCS	Sokolovsky	ANRH	SCS	Sokolovsky	ANRH
<i>Guesbain</i>	46	44.85	45	37.6	52.22	54
<i>Berrabah</i>	30.7	28.81	27	19.8	33.88	32
<i>Boukerrouch</i>	22	17.32	20	25.8	20.32	23
<i>Mekhfi</i>	38.7	24.74	22	40.9	29.30	26
<i>Kerrouch</i>	21.4	11.92	14	22.4	14.02	17
<i>Reghaia_amont</i>	28.2	16.95	19	28.90	19.90	23
<i>El bey_Djaafri</i>	17.7	14.22	17	16.60	16.69	20
<i>Cheb-Cheb</i>	13.2	8.72	11	13.30	10.27	13
<i>Baradia</i>	33.1	22.97	26	32.10	26.84	31
<i>Reghaia_aval</i>	14.6	8.42	10	16.40	10.00	11

Si l'on examine les valeurs de débits des trois méthodes une à une pour chaque sous bassin, et pour les deux périodes de retour ($T = 50, 100$ ans), on remarquera que les trois approches ne présentent pas une grande différence, cependant, pour s'assurer si elles donnent les mêmes résultats il faudra comparer les hydrogrammes de crues. Alors il en découlera forcément une divergence dans la simulation de l'hydrogramme puisque dans chaque méthode, on estime les temps de base et de montée d'une façon bien distincte.

4.2. Comparaison des hydrogrammes de crue :

On prendra comme exemple trois sous bassins (Guesbain, Reghaia_aval, Baradia), pour lesquels on va dresser dans le même graphique, les trois hydrogrammes de crues de période de retour ($T = 100ans$).

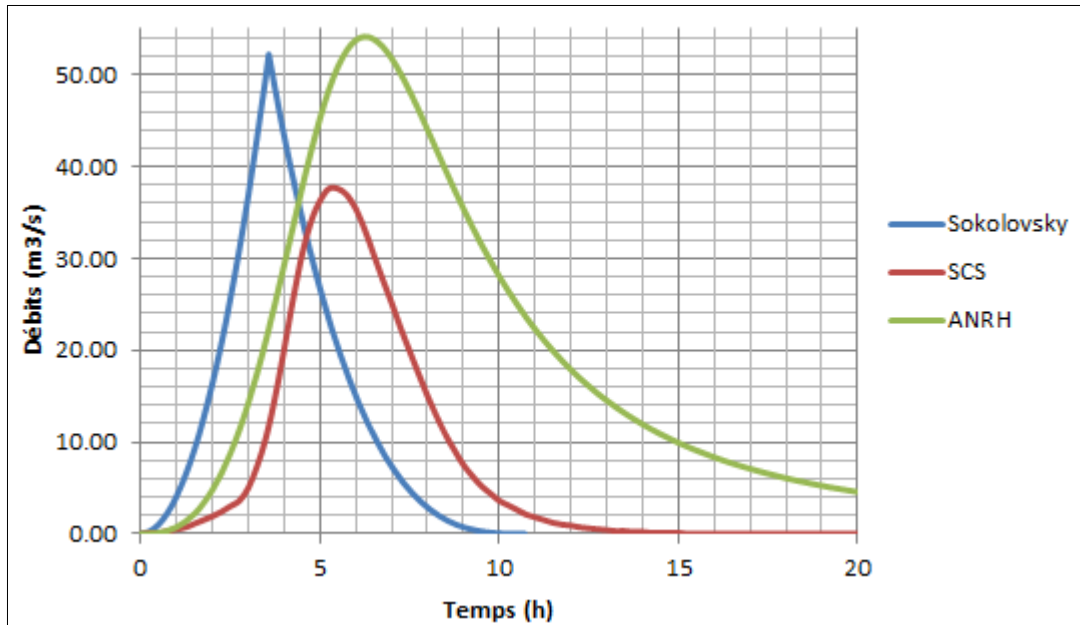


Figure III.13 : Sous bassin Guesbain

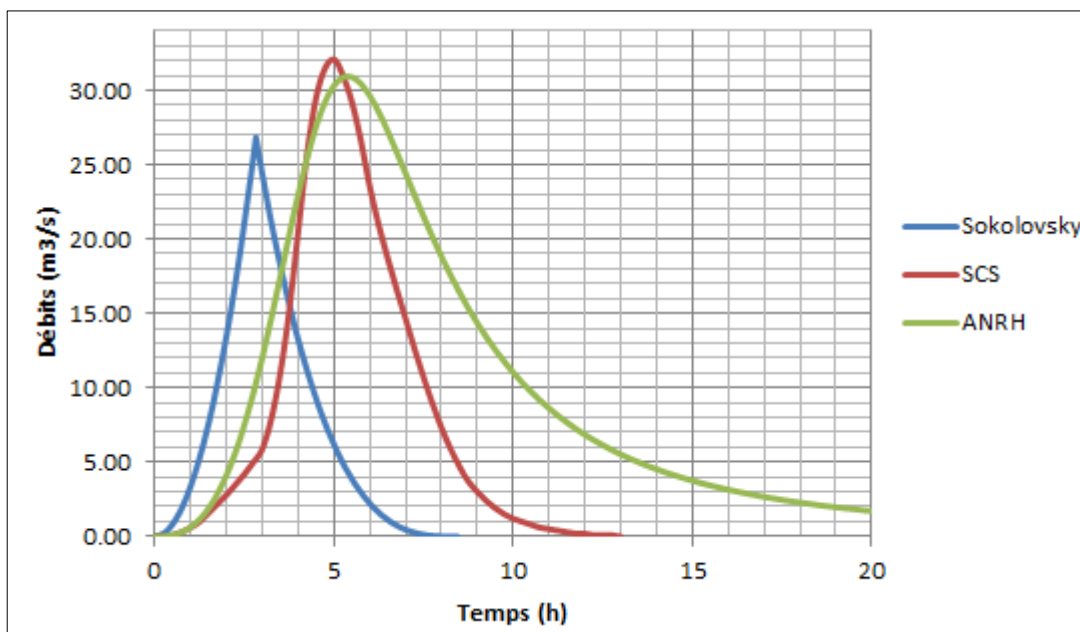


Figure III.14 : Sous Bassin Baradia

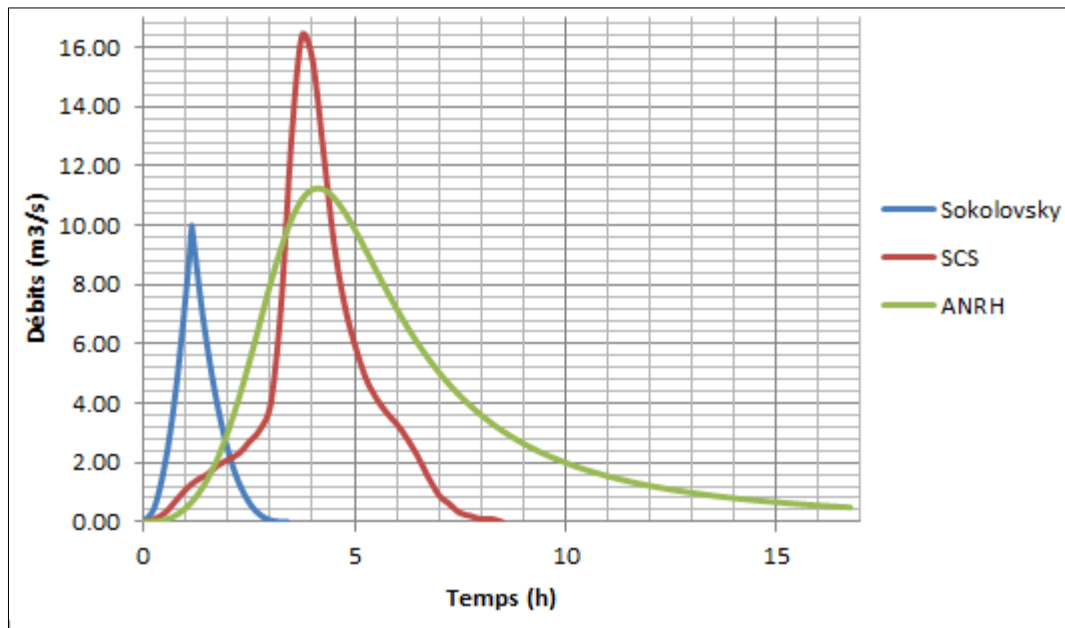


Figure III.14 : Sous Bassin Reghaia_aval

On remarque que les temps de base divergent d'une méthode à l'autre, ainsi les crues ne surviennent pas au même moment. Ce qui explique une différence totale entre les simulations des événements par les trois méthodes et la non concordance entre les hydrogrammes de crue. Puisque, on ne dispose pas de données de mesure qui pourraient faire objet de référence. On ne peut pas choisir la méthode à prendre en se basant sur des résultats mais plutôt en se basant sur la démarche de la méthode en question. Donc, on prendra la méthode SCS qui s'établit sur des données hydrologiques réelles et prend en considération la variation de l'humidité, du type du sol ainsi que l'interception par le couvert végétal.

5. Transport solide :

Le bassin versant de l'oued Réghaia possède des pentes relativement faibles et les sols sont bien végétalisés hors zone urbaine.

Il en résulte lors des phénomènes de pluie une érosion des sols très modérée et qui n'intervient pas dans les problématiques liées aux inondations.

Il existe des formules pour estimer le transport solide des oueds nord algériens [7] :

$$D_s = 3286.24Q^{-0.234}S^{-0.197}$$

D_s : Transport solide en $[t/km^2/an]$;

Q : Débit moyen annuel $[m^3/s]$;

S : Surface $[Km^2]$.

Au niveau de l'ancienne station de Réghaia, le BV est de 47 km² et le débit moyen annuel de 290 l/s (de 1987 à 1993) ce qui donne $D_s = 2056 \text{ t/km}^2/\text{an}$. Ramené au bassin versant total de l'oued (76 km²), cela donne un apport solide de 156194 t/an

Cependant ces formules sont établies à l'aide de bassin versant de barrage plus abrupt et avec moins de couverture végétale, il s'agit donc d'une estimation probablement très surestimée dans notre cas.

Conclusion

Quand on ne dispose pas de données de mesures fiables, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats représentatifs, sur lesquels on va se baser pour concevoir des aménagements pluviaux. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s'adapte pas à notre contexte. Néanmoins, nous avons tranché sur la méthode SCS étant donné que c'est une démarche complète dans laquelle on n'a pas été obligé de faire beaucoup d'estimations sur des paramètres, et en plus elle se base sur des données réelles de terrain faciles à acquérir.

Chapitre IV

Etude des écoulements dans les cours d'eau non
aménagés

Chapitre IV : Etude des écoulements dans les cours d'eau non aménagés.

Introduction :

Cette étape consiste en l'établissement d'un modèle du réseau des cours d'eau qui s'approche le plus de la réalité sur le terrain ; afin d'en simuler les différentes crues déterminées précédemment et de spatialiser le débit de pointe en tout point de l'oued dans le but de délimiter les zones submergées par les eaux. La finalité est l'obtention d'une carte de zones inondables sur tout le territoire d'étude, de ce fait caractériser les différents enjeux humains et matériels, qui sera un moyen d'aide à la prise de décision, soit dans la conception d'aménagements, ou bien dans la prévention non structurelle.

1. Description du réseau simulé :

Nous avons choisi de nous intéresser à la partie aval entre le pont d'autoroute Alger-Constantine et le lac de Reghaia, s'étalant sur trois communes (Ouled Hedadj, Reghaia, Hraoua). En effet, cette zone est bordée de constructions exposées à un risque d'inondation. Il est à noter que de ce côté-ci du bassin versant la zone est plutôt à caractère industriel. Sur la commune de Reghaia, le secteur manufacturier est développé et est fortement dominé par la sidérurgie, l'agroalimentaire, la production du cuir et la production de poudre de lessive.

Ainsi nous avons étudié trois affluents majeurs de l'Oued Reghaia (Guesbain, Djaken, ElBey-Djaafri) et subdivisé le cours d'eau principal en deux parties (Amont et aval), et d'un autre côté Oued Bradia. Nous allons essayer de présenter l'état naturel de ces affluents.

1.1. Oued Guesbain :

C'est le plus long de la zone d'étude, il s'étend sur 11,8 km avec une pente moyenne d'environ 1 à 2 %, son tracé est légèrement sinueux. C'est l'oued possédant le plus de variations morphologiques dues à une forte anthropisation sur ses quatre derniers kilomètres. Le lit a perdu une grande partie de son espace d'expansion sur cette section. La partie amont est restée plus naturelle, le lit mineur est bordé d'une ripisylve plus ou moins étendue, les cultures ou les friches entourent l'oued. Le tronçon est de largeur d'environ 3 Km.



Figure IV.1 : Pont autoroute traversant Oued Guesbain



Figure IV.2 : Oued Guesbain zone amont

Au niveau de la partie aval, l'Oued traverse une zone urbanisée (lotissement Sidi Moussa, GTP) qui est objet à des inondations périodiques les deux dernières (2004, 2007) dans la cité GTP en rive gauche.



Figure IV.3 : Oued Guesbain, inondation cité GTP

1.2.Oued Djaken :

L'oued borde sur environ 900 m des terrains agricoles. Le lit mineur de l'Oued est encaissé (les pentes des berges peuvent être fortes de l'ordre de 2/1) et s'étend sur 4 à 5 m de largeur. Le lit majeur est étendu et enherbé, au-delà les cultures dominent. L'oued a un écoulement permanent mais cela est essentiellement dû à une alimentation continue par des eaux usées parasites provenant des habitations en amont.



Figure IV.4 : Photo sur Oued Djaken

1.3. Oued ElBey-Djaafri :

La branche amont de l'oued Djaafri serpente au milieu des terrains agricoles et les crues n'occasionnent pas de débordements particuliers.

A l'aval, l'oued traverse ou longe des zones fortement habitées. Un certain nombre de petits ouvrages d'accès ont été construits et freinent les eaux de l'oued. Des habitations ont été construites dans le lit de l'Oued (en rive droite).



Figure IV.5 : Photo sur Oued ElBey-Djaafri

1.4. Oued Reghaia :

L'oued a une longueur de 3,7 km jusqu'à la queue de la retenue du lac Réghaia. Le lit de l'oued est relativement resserré sur son premier kilomètre avec des largeurs de l'ordre de 20 à 50 mètres. Puis à la sortie du centre-ville, le lit de l'Oued s'élargit (lit entre 50 et 80 mètres) jusqu'à la confluence avec l'oued Djaafri. A l'aval de la confluence avec l'oued Djaafri, le lit est très large (plus de 100 mètres) et ce jusqu'au lac Réghaia. Dans notre travail, on a considéré deux parties amont et aval de la confluence avec Oued Djaafri.



Figure IV.6 : Photos prises sur Oued Reghaia

1.5. Oued Bradia :

L'oued Bradia s'étend sur 5,5 km de long avec une pente faible, inférieure à 1 %, il prend naissance au sein de la zone industrielle, puis draine une zone agricole (fossé trapézoïdal et tracé rectiligne) et enfin serpente au milieu d'habitations en amont du Lac Réghaia. A la sortie de la plaine agricole, beaucoup d'habitations se sont construites en bordure et notamment en rive gauche où le terrain naturel est proche du lit de l'oued (les habitations en rive droite étant en surplomb). Cette zone d'habitat est donc particulièrement sensible.



Figure IV.7 : Photos prises sur Oued Bradia

2. Simulation de l'écoulement sur HEC-RAS :

Nous allons à présent mener une étude plus locale sur l'inondabilité des zones à risques. Pour cela, nous disposons de la réponse hydrologique en tout point du bassin versant, issue de HEC-HMS, ainsi que les estimations de débits de crue pour différentes périodes de retour, obtenues par la méthode SCS-CN.

La simulation sera donc lancée sur le logiciel HEC-RAS (voir présentation en annexe), dans lequel on fait entrer la géométrie de l'oued sous forme de profils en travers. Les profils doivent être relevés perpendiculairement à la direction de l'écoulement. L'orientation de l'axe peut être différente dans le lit mineur de rivière et dans le lit majeur.

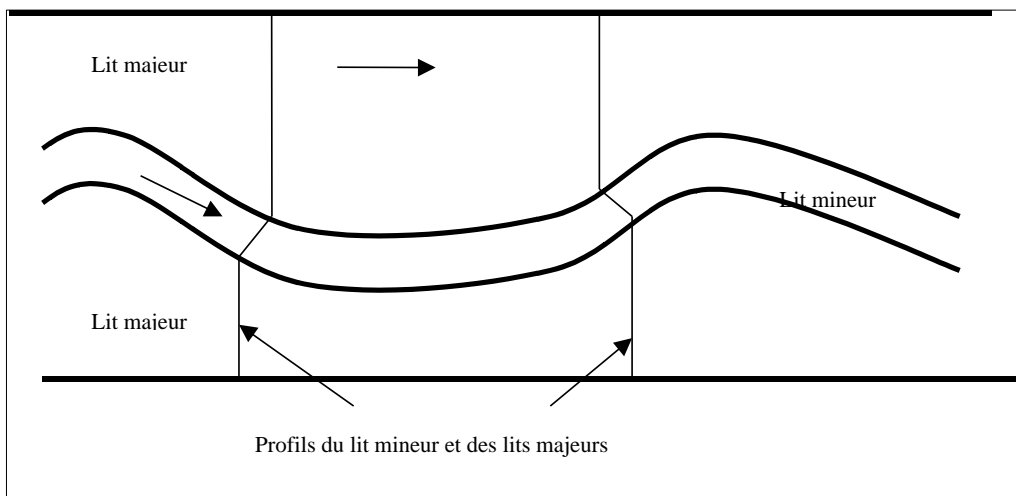


Figure IV.8 : Géométrie du cours d'eau dans HEC-RAS

2.1. Données géométrique:

Dans ce projet, nous avons utilisé les levés topographiques des études passées, acquis au niveau de la DRE d'Alger. Il est à souligner que ces documents ne sont pas complets ce qui nous a poussé à recourir au logiciel Global Mapper afin de télécharger une carte d'élévation (Digital Elevation Model-DEM) de la base de données gratuite ASTER GDEM Worldwide Elevation, afin de compléter ces levés.

Pour charger les profils nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D, qui présente l'avantage de générer automatiquement des fichiers de géométrie à partir du levé topographique, reconnus par HEC-RAS. Cela nous a permis de gagner en temps et en précision.

- Calage des levés existants avec le modèle DEM.
- Etablissement des axes des cours d'eau et les sections en travers sur les affluents secondaires (Guesbain, Djaken, Elbey-Djaafri) et le cours d'eau principal (Reghaia_ament, Reghaia_aval) ainsi que sur Oued Bradia.
- Importation des fichiers depuis Autocad Civil 3D vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS.

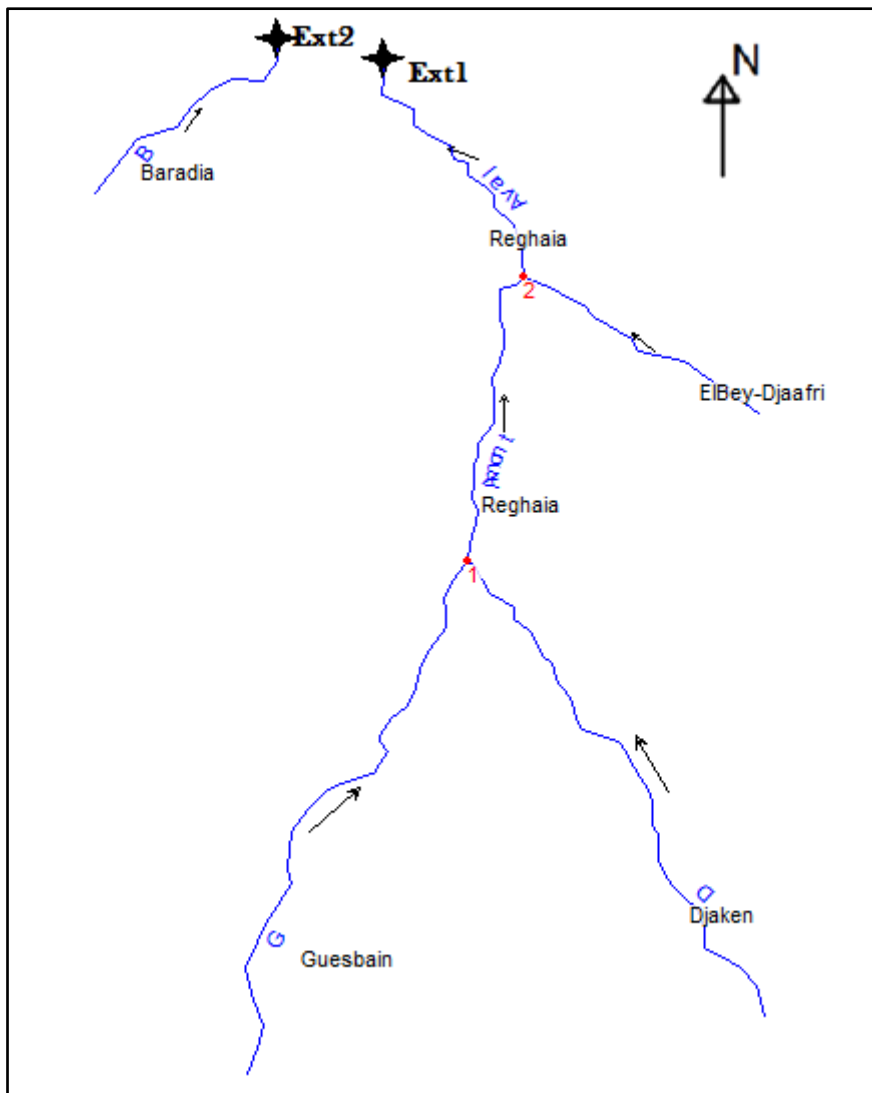


Figure IV.9 : Schéma représentatif de la partie simulée

- Estimation du coefficient de Manning :

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de n est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément. (G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times f \quad (IV.1)$$

n_0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes.

n_1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

n_2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée.

n_3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre,...

n_4 : Traduit l'influence de la végétation.

f : Ce facteur correctif qui traduit l'importance des méandres estimé par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning

Facteur	Caractéristique	Valeur
n_0	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n_1	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n_2	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n_3	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n_4	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
f	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning pour différents emplacements, selon les photos qui sont en notre disposition, ainsi que les photos satellitaires de Google Earth.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Estimation du coefficient de Manning

Affluent	Coefficient de Manning		
	Rive Gauche	Lit mineur	Rive Droite
Guesbain	0.06	0.035	0.056
Djaken	0.052	0.038	0.045
ElBey-Djaafri	0.046	0.030	0.040
Reghaia amont	0.062	0.045	0.061
Reghaia aval	0.06	0.035	0.056
Baradia	0.045	0.040	0.050

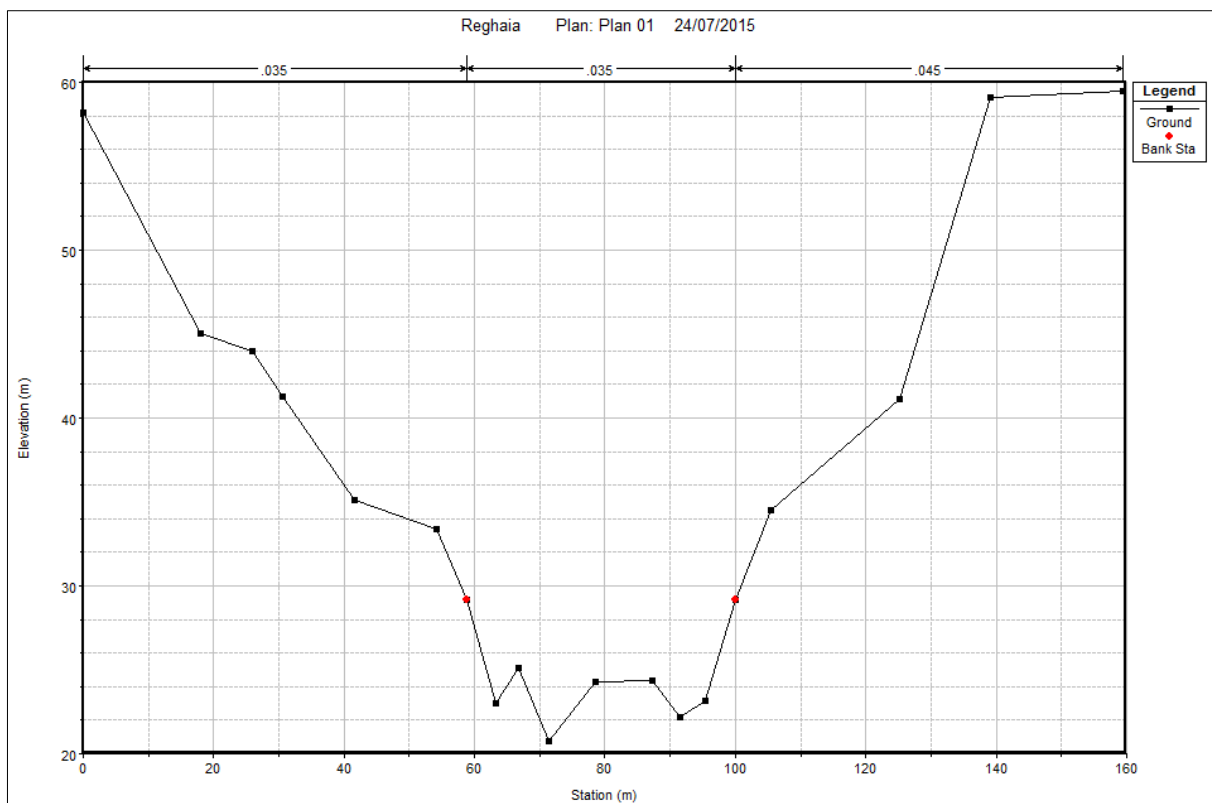


Figure IV.10 : Exemple de section en travers dans HEC-RAS

2.2. Données de débit :

Après la géométrie il nous faut introduire les données de débit, dans chaque tronçon de chaque cours d'eau, on fait une étude stationnaire, en faisant passer le débit de pointe d'une crue dans toutes les sections du bief dont il est question. Pour ce faire nous allons considérer la crue de la pluie (06H 100 ans).

Les données de débits utilisées sont les suivantes :

Tableau IV.3 : Données de débits

Affluent	Guesbain	Djaken	Elbey-djaafri	Reghai_am	Reghaia_av	Bradia
$Q (m^3/s)$	37.6	66.7	16.6	188.8	218.7	32.1

Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant : [7]

- **Hauteur d'eau connue** : pour chaque profil d'écoulement, la hauteur est connue.
- **La hauteur critique** : le programme calcule lui-même la hauteur critique et l'utilise comme condition aux limites.
- **La hauteur normale** : le logiciel nous demande la pente d'énergie qui sera utilisée pour le calcul de la hauteur normale par l'équation de Manning. Si la pente d'énergie n'est pas connue, l'utilisateur peut l'estimer en introduisant la pente de la surface de l'eau, ou la pente du fond.
- **Courbe de tarage** : le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur.

Dans notre cas, nous allons choisir la hauteur critique, puisque on ne dispose pas d'information comme la courbe de débit-hauteur, ou bien de mesures complètes qui pourraient nous permettre d'utiliser les autres alternatives.

2.3. Simulation en écoulement uniforme :

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulement.

Nous avons lancé la simulation en supposant un régime fluvial et un écoulement uniforme permanent.

3. Résultats de la simulation :

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous pouvons obtenir de nombreux résultats. En outre, nous pouvons obtenir les profils des zones inondables selon le débit considéré. Et les vitesses d'écoulement ainsi que les lignes d'eau et d'énergie (Voir tableau en annexe).

Nous pouvons ainsi observer la variation de la vitesse d'écoulement sur le lit mineur et les deux rives suivant chaque profil en travers. Nous remarquerons que la vitesse est très fluctuante.

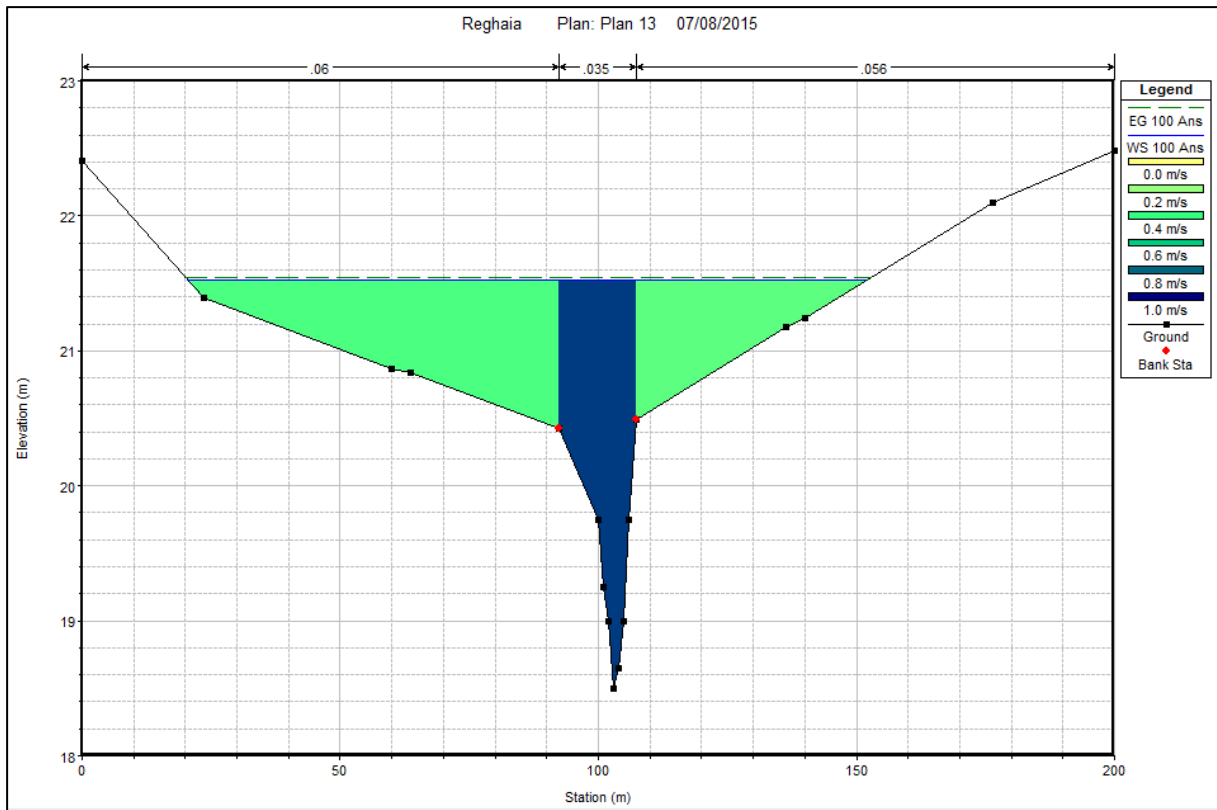


Figure IV.11 : Profil en travers d'Oued Guesbain

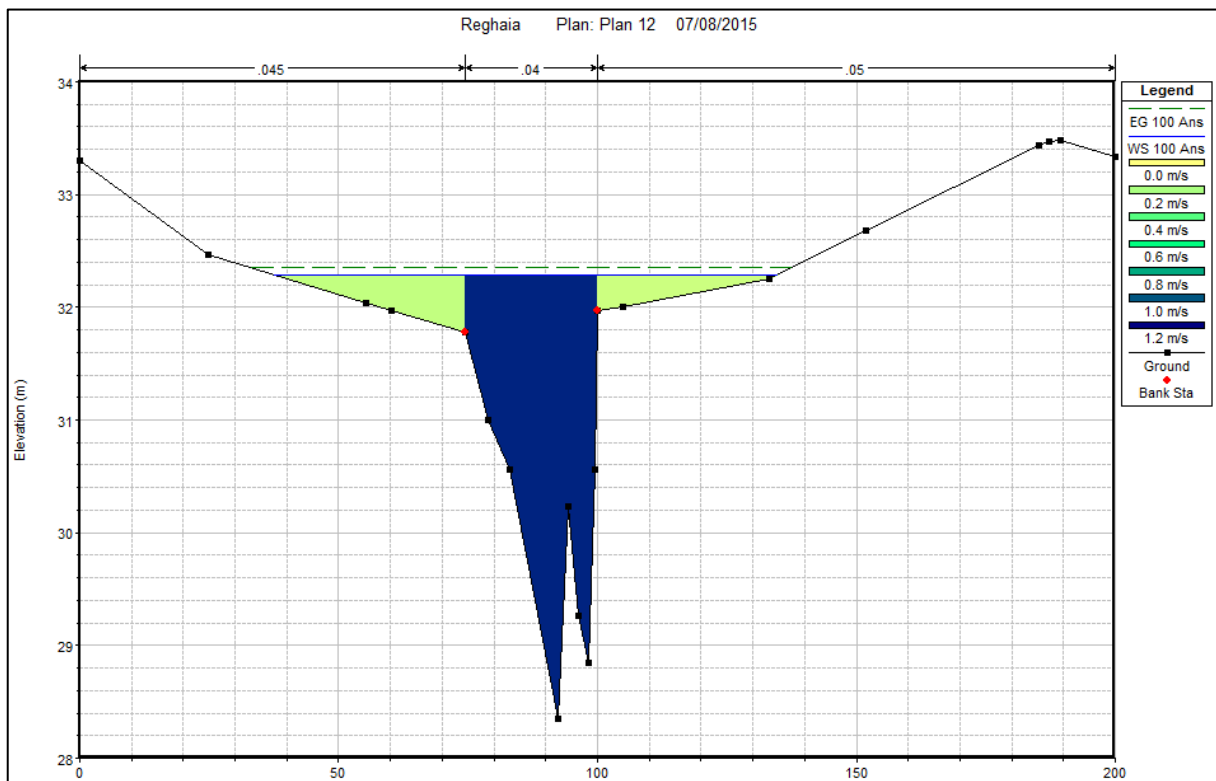


Figure IV.12 : Profil en travers d'Oued Djaken

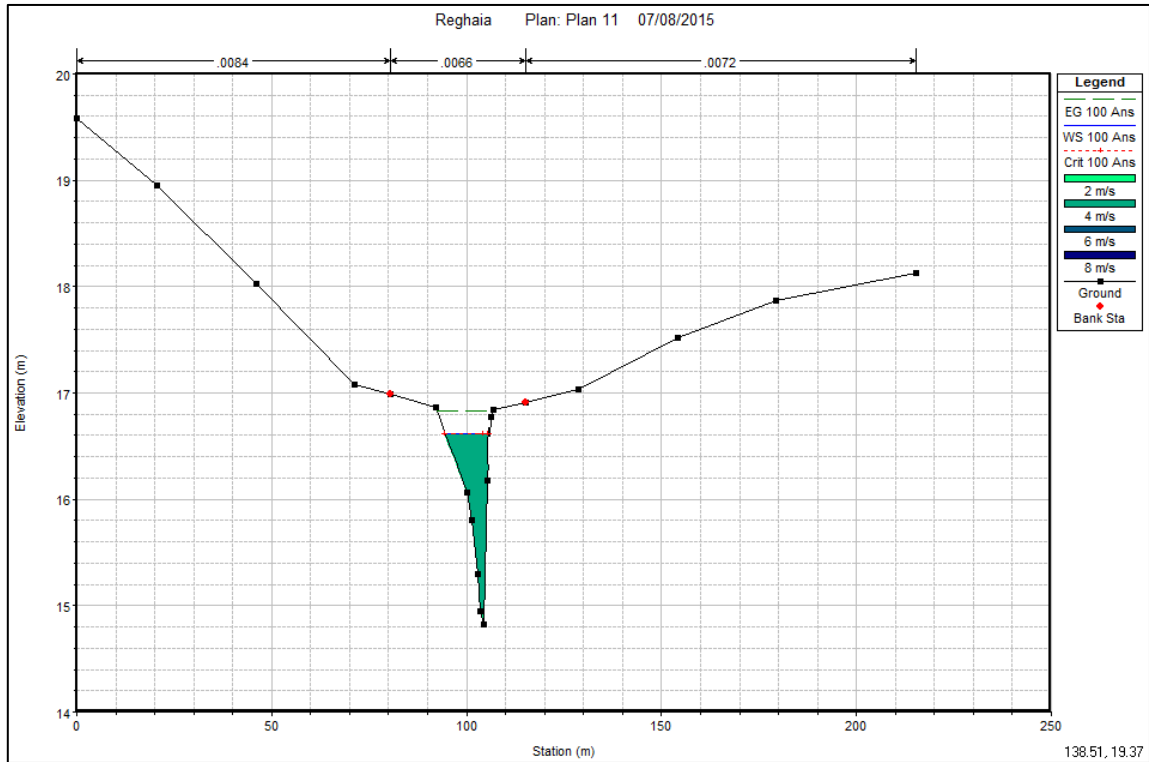


Figure IV.13 : Profil en travers d'Oued ElBey-Djaafri

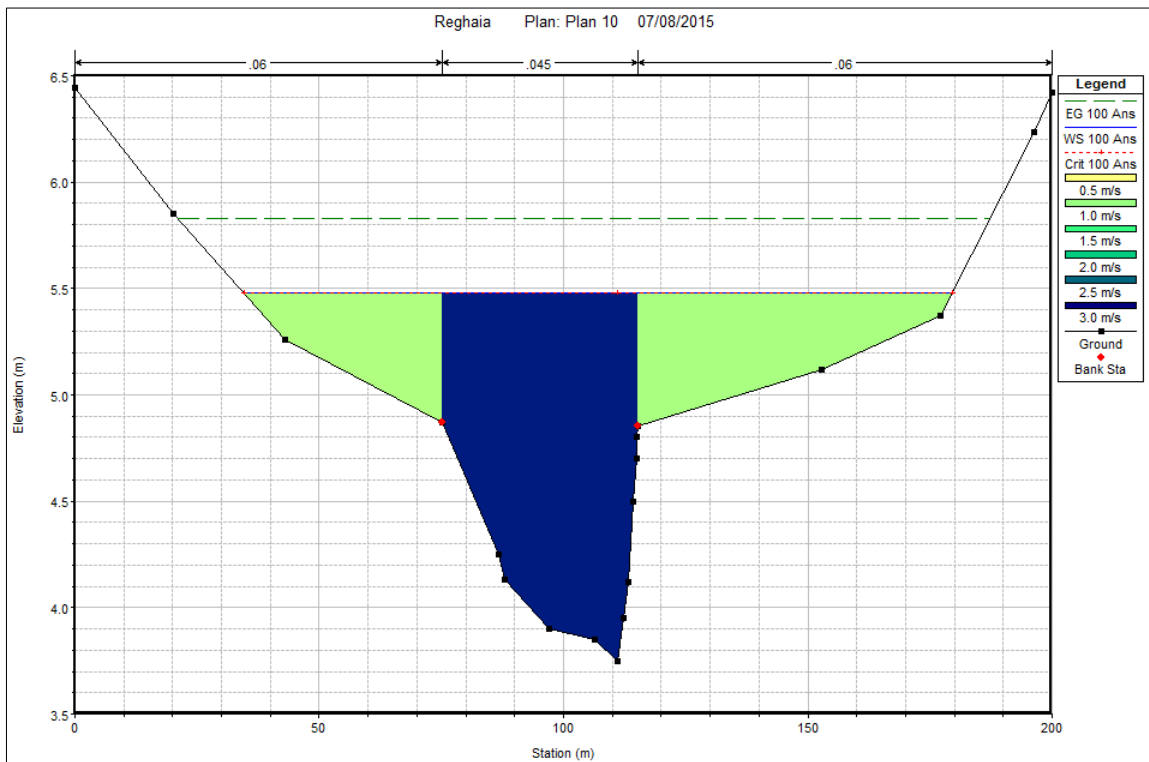


Figure IV.14 : Profil en travers D'Oued Reghaia Amont

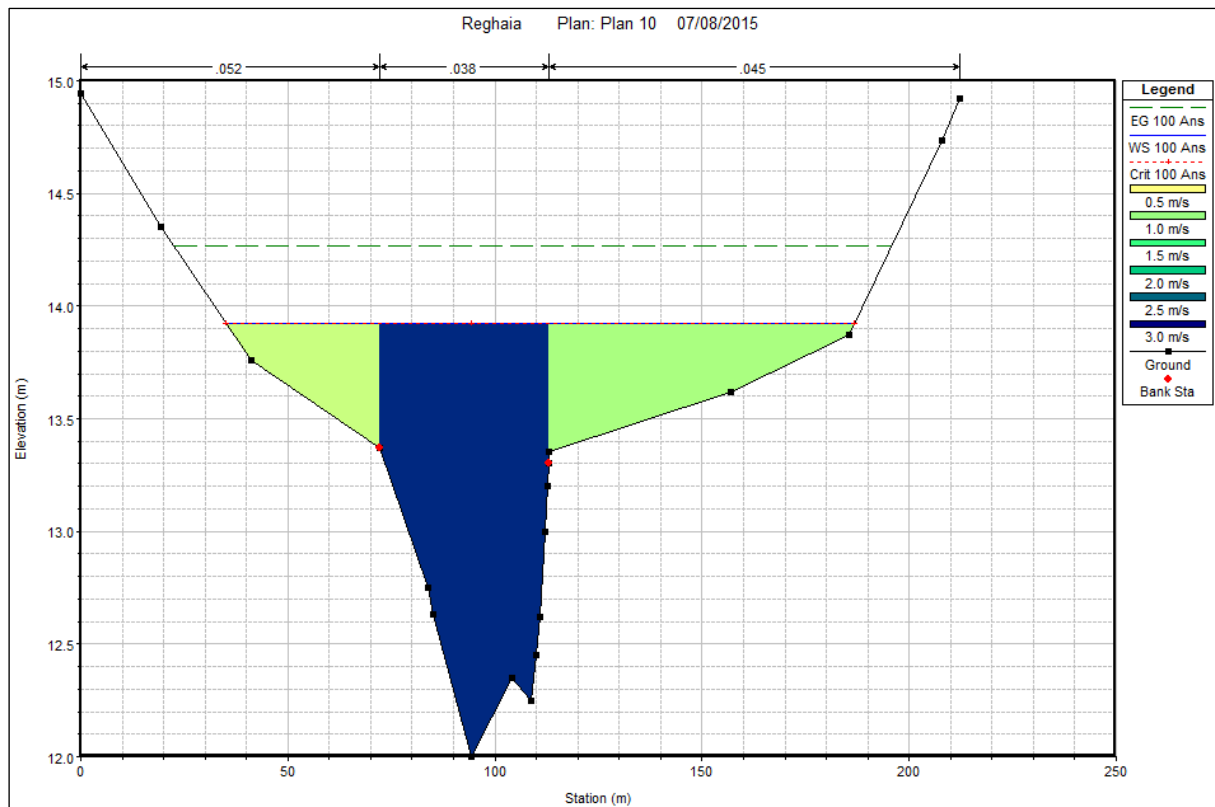


Figure IV.15 : Profil en travers d'Oued Reghaia-aval

On remarque que la hauteur d'eau varie entre 0.5 à 2.5 m sur la plupart des tronçons et arrive par endroits jusqu'à 3 à 4 m. Et la grande fluctuation de vitesse 0.4 à 4 m/s .

Nous pouvons conclure que sur les parties hautes des tronçons, le lit naturel supporte la crue centennale, comme sur l'Oued Djaafri ou on n'a pratiquement pas observé de débordement hors du lit de la rivière mais rien n'empêche, qu'il y a toujours des risques d'inondations tant qu'on a des ouvrages ou bien des habitations exposées, ce qui nous amène à la détermination des zones vulnérables via la carte d'inondabilité.

4. Détermination des enjeux et des zones à risques :

Le modèle permet de mettre en évidence l'inondation de zones habitées en plusieurs points, et ce, pour la crue centennale. Les zones à risque sont présentées sur la carte des zones inondables jointe au rapport (Voir la planche N°1).

4.1. Oued Guesbain :

Il y a des débordements des eaux sur les deux rives de l'Oued Guesbain à l'amont de la cité GTP. Cette inondation a plusieurs causes :

- Un tronçon de l'oued à section très faibles par endroits ;
- Le pont d'autoroute qui pourrait constituer une barrière ;
- Existantes de digues qui ne protègent pas vraiment les quartiers ;

- Le fond de l'oued relativement proche du terrain naturel.

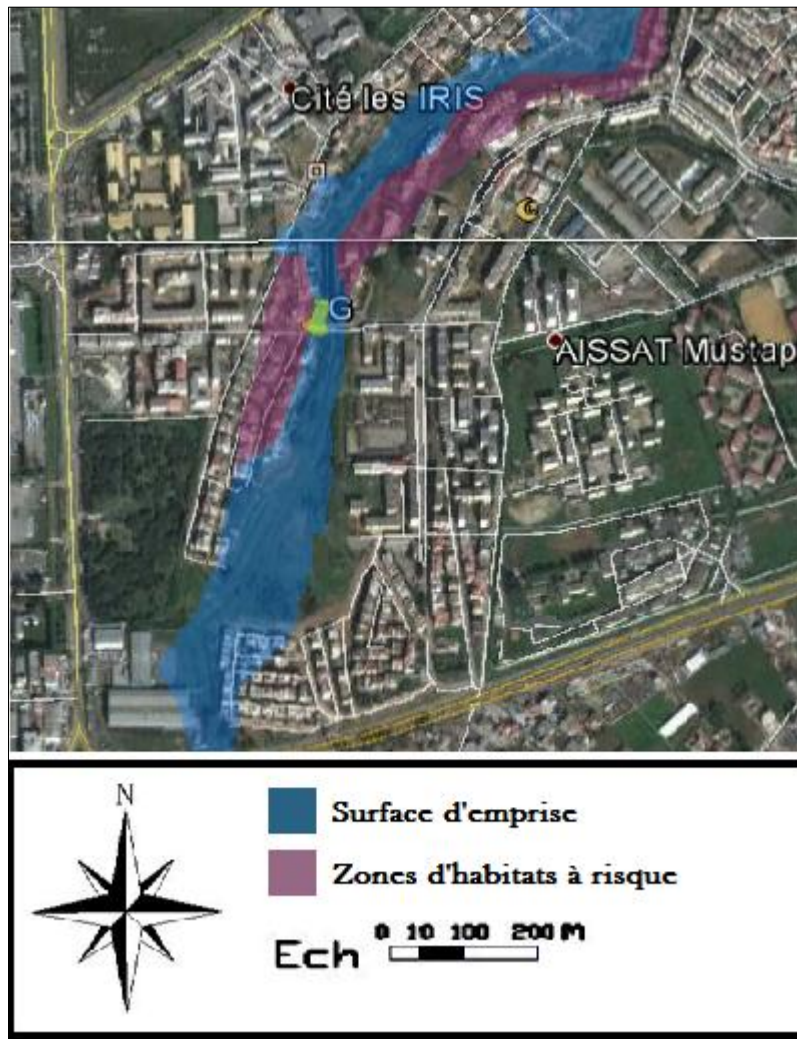


Figure IV.16 : Zones inondables Oued Guesbain

A l'amont du dernier pont sur l'oued Guesbain, on observe la présence d'une zone d'habitats précaires située tout au bord du lit de l'Oued. Cette zone est fortement inondable avec des vitesses assez faibles (<0.5 m/s).

4.2. Oued Djaken :

Les habitations situées en rive gauche de l'oued Djaken juste avant sa confluence avec Oued Guesbain, peuvent être inondées pour une crue centennale car ces habitations sont trop proches du cours d'eau, et dont il est à supposer qu'une bonne partie n'ont pas fait l'objet d'autorisation de construction vu la précarité des constructions. En plus, en aval de cette partie on remarque une énorme quantité de remblai récemment déposée qui peut constituer un frein pour l'écoulement.

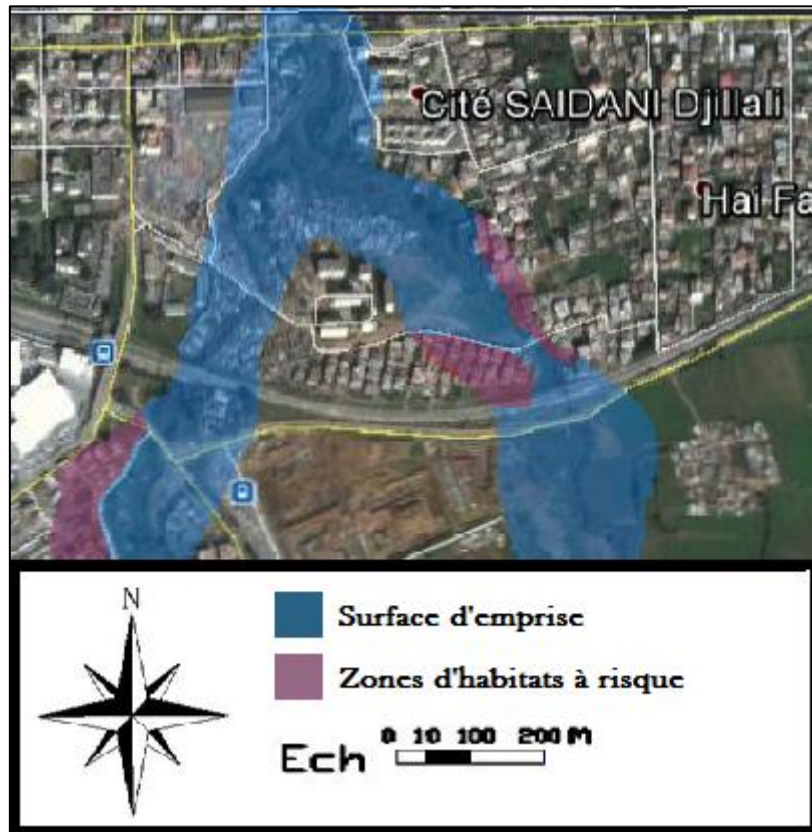


Figure IV.17 : Zones inondables oued Djaken

4.3. Oued ElBey-Djaafri :

Le lit même de l'oued Djaafri est par endroit occupé par les habitations. On note des inondations en rive droite, ainsi que des débordements en divers endroits. Les causes de ces inondations sont doubles, le lit de l'oued est assez étroit en termes de capacité et les habitations sont construites trop proches du lit mineur.

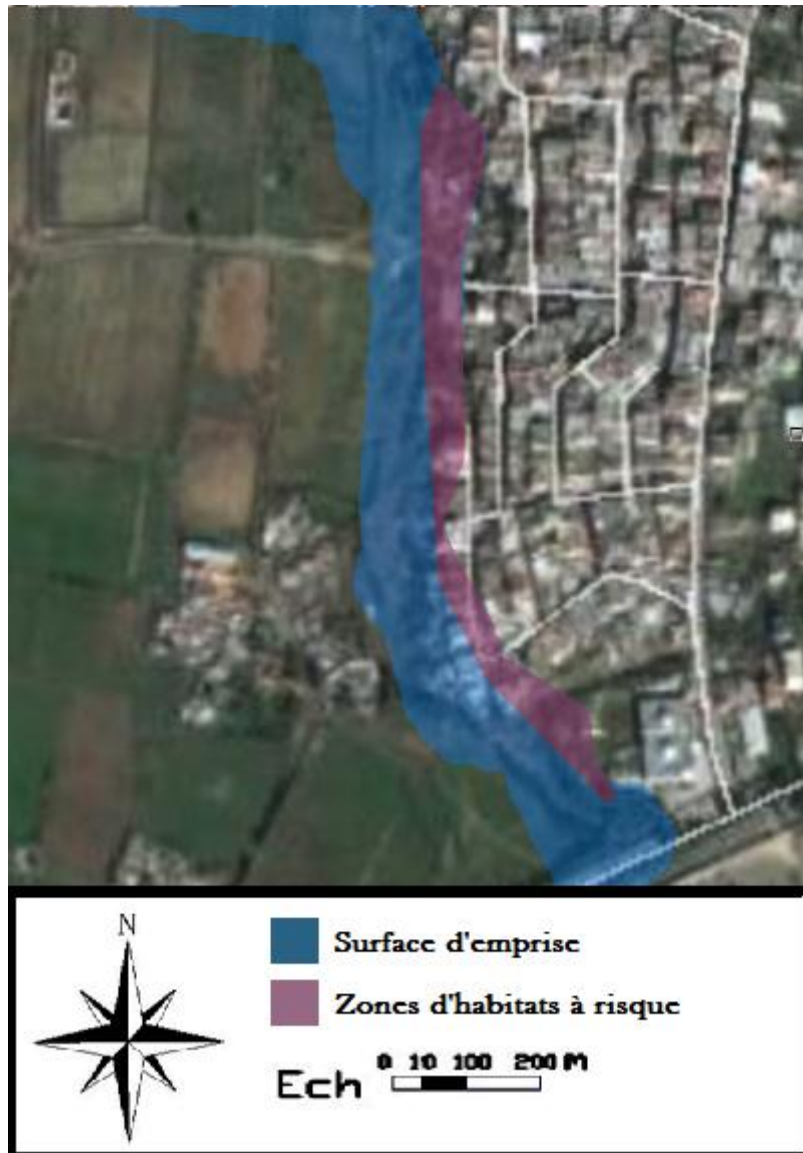


Figure IV.18 : Zones inondables oued Djaafri

4.4. Oued Reghaia :

Au niveau de la RN5, le pont dispose d'une section de passage légèrement réduite par rapport à l'oued mais n'engendre a priori pas de débordement à son amont ni de submersion de la route.

Les eaux de l'oued Réghaia débordent vers des habitations situées en rive gauche à l'aval du pont de la RN5 (centre-ville). Il n'y a pas d'obstacle particulier à l'aval, les inondations sont essentiellement dues à un positionnement des constructions trop proches du cours d'eau et à un encombrement fort du lit majeur dans cette zone (clôture, remblais...).

On peut aussi observer l'inondation de quelques habitations en bordure de l'oued Réghaia construites dans le lit majeur de l'oued. Toujours est-il à supposer qu'ils ne font pas l'objet d'autorisation.



Figure IV.19 : Zones inondables Oued Reghaia

4.5. Oued Bradia :

Il existe de nombreuses habitations en bordure de l'oued Baradia. Celles situées en rive gauche et en amont sont particulièrement vulnérables et très proches du lit de l'Oued. En effet, si le lit naturel permet de transiter les crues courantes, il n'est pas suffisant pour laisser passer sans contrainte des crues plus importantes, c'est-à-dire la crue centennale. De plus, le remblai important mis en place empêche tout déversement sur la route. Et constitue un frein pour l'écoulement, ce qui engendre de faibles vitesses. Et des débordements en différents lieux sur tout le long de l'oued.

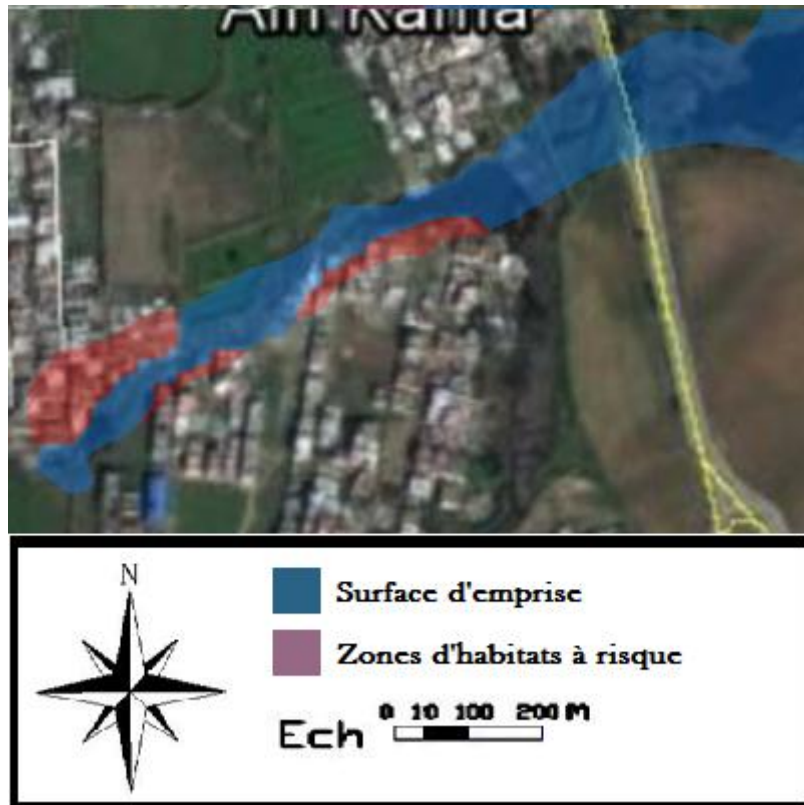


Figure IV.20 : Zones inondables oued Bradia

Les zones inondables et les enjeux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Enjeux et zones inondables suivant l'objectif de protection

Tronçon	Enjeux présents	T (années)	Inondabilité des enjeux présents au regard de l'objectif de protection proposé
Guesbain	Pont routier CW112	20	Non inondable
	Pont SNTF	100	Non inondable
	Zone d'habitats précaires située tout au bord du lit de l'oued à l'amont du dernier pont sur l'oued Guesbain (pont du marché).	100	Zone fortement inondable
	Pont du marché situé à l'aval de la zone d'habitat précaire.	20	Pont submersible
Djaken, aval pont SNTF	Pont SNTF	100	Aucun risque de submersion
	Habitations situées à l'aval du pont SNTF en rive gauche de l'oued Djaken	100	Inondable
Oued Réghaia, centre-ville	Pont de la RN5	100	Non submersible pour une crue centennale
	Habitations situées en rive gauche à l'aval du pont de la RN5 (centre-ville).	100	Habitations inondables
Oued Djaafri	Ouvrages de franchissement le long de l'oued	20	Submersibles pour des crues fréquentes
	Habitations proches de l'oued	100	Habitations inondables
Oued Réghaia, zone de confluence	Habitations en bordure de l'oued Réghaia construites dans le lit majeur de l'oued	100	Zone inondable

Tableau IV.4 (suite) : Enjeux et zones inondables suivant l'objectif de protection.

Tronçon	Enjeux présents	T (années)	Inondabilité des enjeux présents au regard de l'objectif de protection proposé
Oued Réghaia aval	Pont de la RN 24	100	Non inondable
	Habitat précaire en bordure de la retenue	100	Inondable pour de forte crue
	Centre cynégétique du Lac de Réghaia	20	Non inondable pour la crue centennale
Oued Braidia	Nombreuses habitations en bordure de l'oued	100	Habitations situées en rive gauche et en amont particulièrement vulnérables.
	Nouvelle route	100	Aucun risque, mise en remblais à niveau élevé
	A l'aval du nouveau pont une route est en construction en rive gauche	20	« route » éventuellement inondable
	Les habitations à l'aval du nouveau pont	100	Non inondables

T (deuxième colonne): Objectif minimal de protection en période de retour de crue (années), selon la nature de l'enjeu.

Conclusion :

On a essayé à travers ce chapitre de faire une représentation proche du cours d'eau naturel, ce qui est quasiment impossible à atteindre vu les difficultés rencontrées pour l'acquisition de données topographiques, et aussi l'inexistence de plans concrets des différents ouvrages de franchissement. Cependant, on a réussi à établir, une carte de vulnérabilité au risque d'inondations, ainsi, qu'à avoir la variation spatiale des vitesses le long de l'oued et de ses affluents pour une crue centennale. Et aussi, une approximation sur les hauteurs que peut atteindre cette crue. On peut dire qu'on dispose d'un outil permettant de trancher sur les mesures structurelles à prendre et donc proposer des solutions.

Chapitre V

Etude des variantes d'aménagements pour la
protection contre les inondations

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagements pour la protection contre les inondations

Introduction :

Les mesures structurelles visent à réaliser des aménagements sur les réseaux et le bassin versant pour diminuer les débordements ou protéger les zones à enjeux. Elles agissent sur l'aléa naturel au droit des lieux habités en l'état actuel du bassin versant. L'optimisation et le choix du schéma souhaitable d'aménagement, consiste à trouver le meilleur compromis entre impacts et contraintes présentes, afin de régler le problème d'inondation, sans pour autant projeter des solutions à un coût hors de propos ou bien qui auront des conséquences néfastes sur l'environnement du cours d'eau.

1. Principes d'aménagements :

Afin de protéger les enjeux sensibles, trois types d'aménagement sont envisageables :

- La réduction d'apport en amont des zones à protéger (laminage des crues) ;
- L'amélioration du routage du débit de crue, et la capacité d'écoulement des réseaux ;
- La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant.

1.1. Laminage des crues :

On atténue le débit de pointe des crues en réalisant un stockage à l'amont des zones à protéger.

La réduction du débit de pointe peut être obtenue en créant des **zones naturelles d'expansion de crues**. Autrement dit, en favorisant un débordement dans les zones à vulnérabilité réduite. Comme les prairies et certaines cultures.

On peut aussi prévoir des ouvrages aménagés en déblai ou remblai, avec un volume de rétention important et une certaine hauteur de stockage appelés **les bassins de rétention**.

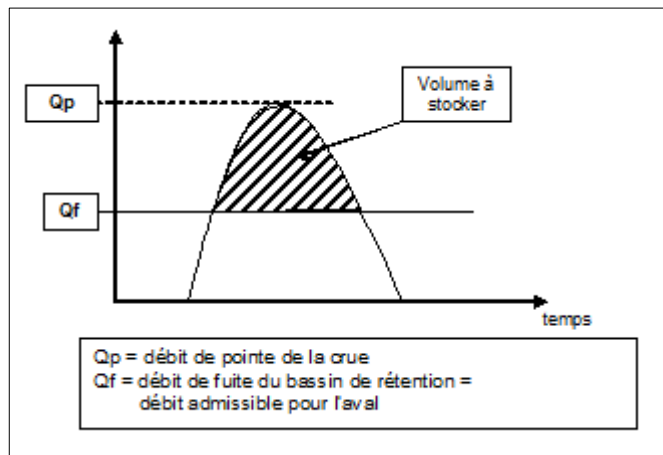


Figure V.1 : Volume à stocker dans le bassin

Ils permettent le laminage des crues, en stockant temporairement les débits de pointe pour qu'ils soient évacués lors de la décrue, et ainsi :

- De limiter la fréquence des débordements en aval.

- De réduire les dimensions des ouvrages à réaliser en aval, et donc leur coût de réalisation.

1.2. Augmentation de la capacité du cours d'eau :

Les principes d'aménagement envisageables sont :

- **Le recalibrage de l'oued** : il s'agit d'adapter l'oued ou des ouvrages au transit du débit de projet (correspondant au degré de protection recherché). Les faciès proposés peuvent varier de section dite « naturelles », ou un faciès type canal en terre (section trapézoïdale) ou enfin lorsque le foncier est très limité et en milieu urbain : canal bétonné de section rectangulaire ;
- **Dérivation** du tracé du cours d'eau afin de l'adapter aux contraintes actuelles et futures du secteur ;
- La protection par un **endiguement** rapproché, mais c'est plus une solution passive qu'active puisque on intervient sur le lieu. Sur le plan hydraulique, elle présente certains inconvénients :
 - Reporter les problèmes sur la rive opposée ou en amont, le plus souvent en les aggravant ;
 - Création d'un risque supplémentaire lié à la rupture brusque de la digue ;
 - Inspiration à tort d'un sentiment de sécurité pour les riverains ce qui les pousse à exposer davantage les biens dans les zones protégées.

1.3. La maîtrise du ruissellement sur le bassin versant :

La maîtrise et la réduction des ruissellements sont à prendre en compte sur tous le bassin versant, et tous les types d'espaces et ne concerne donc pas que les zones urbaines exposées au risque.

Il doit être favorisé les phénomènes d'infiltration au travers :

- du maintien d'une végétation forestière et arbustive sur le massif ;
- des pratiques culturales et d'entretien ;
- des techniques alternatives à l'assainissement pluvial en zone urbaine et d'une maîtrise de l'urbanisation et de l'imperméabilisation.

2. Description des variantes :

L'aménagement se fera sur Oued Reghaia et des affluents, sur la zone précédemment citée, le linéaire de tous les cours d'eau considérés est d'environ 8.40 Km. Les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Caractéristique des cours d'eau

Oued	Longueur (m)	Pente (%)	$Q(m^3/s)$
Guesbain	2030.00	0.55	37.60
Djaken	1750.00	0.50	66.70
Reghaia_am	1300.00	0.90	188.80
Reghaia_av	1500.00	0.43	218.70
Djaafri	1300.00	0.97	16.60
Bradia	480.00	0.70	32.10

Dans notre projet on va considérer deux variantes d'aménagement, une avec un bassin de rétention à l'amont de l'Oued Guesbain, et l'autre sans bassin de rétention. Tout en proposant selon la vitesse d'écoulement et les conditions de terrain naturel, la nature des canaux (recalibrage, béton armé, pierre de maçonnerie, gabionnage...)

2.1. Calcul du bassin de rétention :

L'une des options éventuelles afin de limiter les débordements entre l'axe autoroutier et la cité GTP, est l'implantation d'un bassin de retenue à l'amont de ce tronçon. Et la seule zone envisageable qui peut faire l'objet de lieu d'implantation de ce bassin, se trouve donc intégralement dans la Wilaya de Boumerdes.

Afin de trouver le volume de la retenue, la méthode utilisée est celle des débits qui se base sur une gamme significative de pluies réelles observées ou de plusieurs pluies de projet de caractéristiques différentes. Elle repose sur la définition de trois relations :

- Une relation de conservation des volumes ;
- Une relation de stockage décrivant l'évolution du volume stocké en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin ;
- Une (ou des) relations(s) de vidange décrivant l'évolution du débit de sortie du bassin en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.

La hauteur d'eau stockée dans le bassin et le débit sortant ; peuvent alors être calculés.

Les étapes suivies pour le calcul sont :

- a-** Calcul de la surface active de ruissellement. $S_a = C_{imp} \cdot S$ on a estimé $C_{imp} = 0.2$;
- b-** Calcul de l'hydrogramme d'entrée, résultant de la série de pluie (la série est issue de HEC-HMS) :

$$Q_{entrée} = \frac{100P \cdot S_a}{6 \cdot \Delta t} \quad (V.1)$$

$Q_{entrée}$: Le débit entrant dans la retenue [m^3/s] ;

P : La lame d'eau précipitée par intervalle de temps (issue de HEC-HMS) ;

S_a : Surface active de ruissellement alimentant l'ouvrage [Km^2] ;

Δt : Pas de temps pris 15 min ;

c- Calcul du volume de la crue :

$$V_i = \left(\frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} \right) * 60\Delta t \quad (V.2)$$

Q_i : Le débit de la crue à l'instant i . Δt

d- Calcul du volume d'eau à évacuer selon l'hydrogramme de sortie :

Le choix du volume de la retenue se fera suivant la configuration topographique et l'occupation du sol pour l'emplacement projeté de la retenue, limitant ainsi le volume disponible de stockage. On fait le calcul pour différents débits de fuite que l'on suppose constants à chaque fois. Ensuite, on prend le débit adéquat selon le volume disponible.

$$V_{fuite} = 60\Delta t. Q_s \quad (V.3)$$

V_{fuite} : Le volume évacué de la retenue [m^3]

Q_s : Le débit de fuite [m^3/s]

e- Calcul du volume à stocker :

$$V_{stock} = V_i - V_{fuite} + V_{i-1} \quad (V.4)$$

V_{stock} : Volume d'eau à stocker dans la retenue [m^3];

V_{fuite} : Le volume évacué de la retenue [m^3];

V_i : Le volume à stocker à l'instant i . Δt en [m^3];

Donc le volume de la retenue sera le volume maximal, à stocker.

Remarque :

Le calcul du volume maximal à stocker est fait suivant plusieurs débits de sortie, on a choisi un débit de sortie de 2.5 m^3/s . Les autres tableaux sont joints en annexe.

Tableau V.2 : Calcul du volume de la retenue pour $Q_s = 2.5 \text{ m}^3$

Temps écoulé	Pluie nette issue de Hec-Hms	intensité de projet	Hydrogramme entrant	Volume	Hydrogramme sortant	Volume d'eau évacuée	Volume à stocker
[min]	[mm]	[mm/h]	[m3/s]	m3	[m3/s]	[m3]	[m3]
0	0	0	0.00		2.5		
15	1.04	4.16	3.61	1622.4	2.5	2250	-627.6
30	1.1	4.4	3.81	3338.4	2.5	2250	460.8
45	1.18	4.72	4.09	3556.8	2.5	2250	1767.6
60	1.26	5.04	4.37	3806.4	2.5	2250	3324
75	1.37	5.48	4.75	4102.8	2.5	2250	5176.8
90	1.49	5.96	5.17	4461.6	2.5	2250	7388.4
105	1.67	6.68	5.79	4929.6	2.5	2250	10068
120	1.89	7.56	6.55	5553.6	2.5	2250	13371.6
135	2.23	8.92	7.73	6427.2	2.5	2250	17548.8
150	2.73	10.92	9.46	7737.6	2.5	2250	23036.4
165	3.41	13.64	11.82	9578.4	2.5	2250	30364.8
180	6.82	27.28	23.64	15958.8	2.5	2250	44073.6
195	23.12	92.48	80.15	46706.4	2.5	2250	88530
210	4.28	17.12	14.84	42744	2.5	2250	129024
225	3.1	12.4	10.75	11512.8	2.5	2250	138286.8
240	2.45	9.8	8.49	8658	2.5	2250	144694.8
255	2.04	8.16	7.07	7004.4	2.5	2250	149449.2
270	1.78	7.12	6.17	5959.2	2.5	2250	153158.4
285	1.57	6.28	5.44	5226	2.5	2250	156134.4
300	1.43	5.72	4.96	4680	2.5	2250	158564.4
315	1.31	5.24	4.54	4274.4	2.5	2250	160588.8
330	1.22	4.88	4.23	3946.8	2.5	2250	162285.6
345	1.14	4.56	3.95	3681.6	2.5	2250	163717.2
360	1.07	4.28	3.71	3447.6	2.5	2250	164914.8

De ce fait, Le volume maximal d'eau à stocker dans la retenue est $V_{max} = 165000 \text{ m}^3$

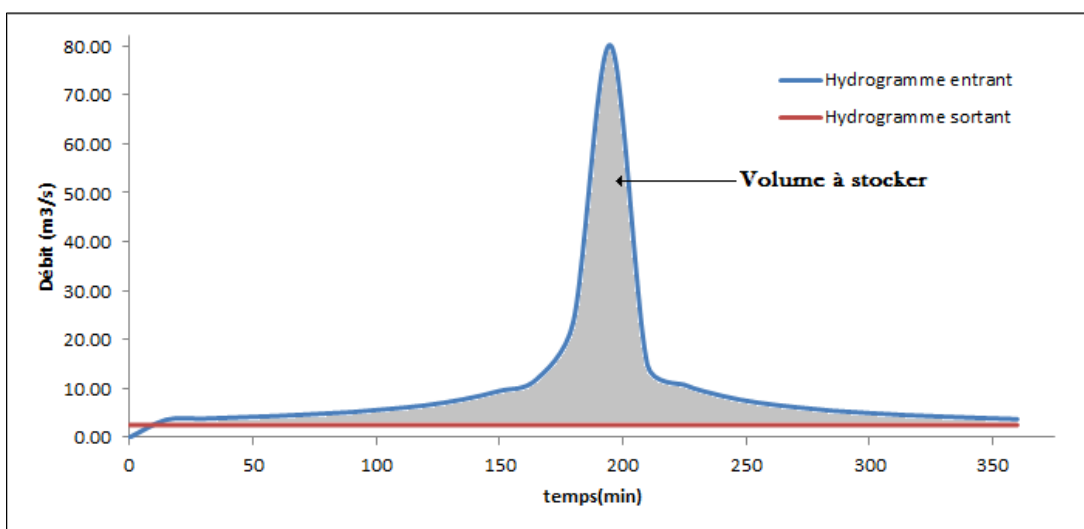


Figure V.2 : Volume à stocker dans le bassin

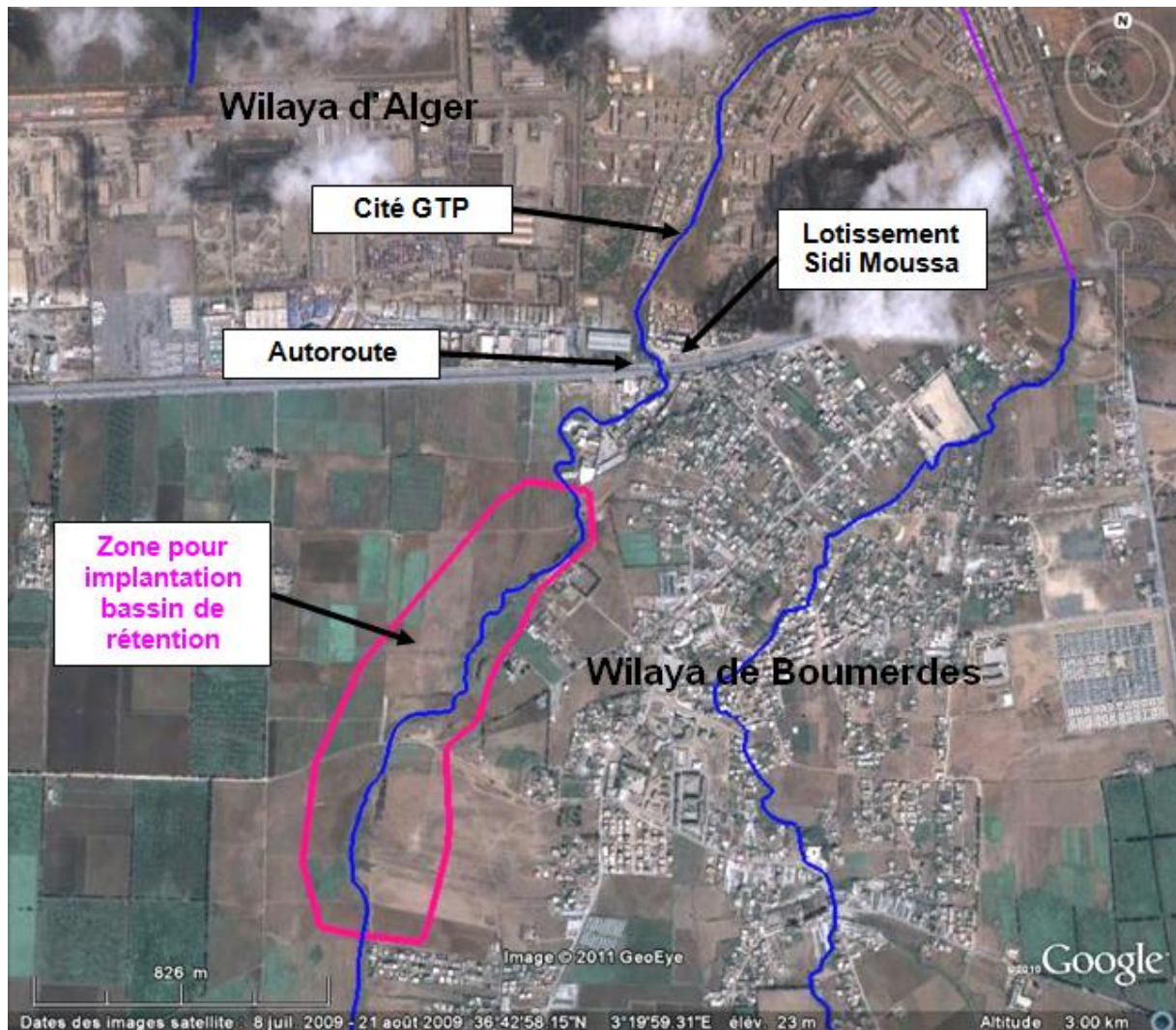


Figure V.3 : Zone d'implantation du bassin de rétention

Le seul endroit susceptible d'accueillir l'emplacement du bassin de retenue, se trouve su Oued Guesbain ; à l'amont du pont d'autoroute. Cependant, la garantie de trouver un site topographique compatible avec ces volumes ne pourra être établie, qu'après une étude plus fine, qui nécessitera une topographie détaillée. Ainsi, il est très difficile d'estimer la hauteur de la digue sans avoir la topographie précise.

Il convient donc de préciser que ce choix, n'est pas sans conséquences sur l'aval :

- Permet de diminuer les débits au droit, des tronçons en aval ;
- Améliorer la débitance des ouvrages transversaux ;
- Gagner en dimension et en chiffre de réalisation des ouvrages de protection à l'aval.

2.2. Aménagement des cours d'eau :

On a en tous 5 Oued à aménager, les mesures à prendre de l'amont vers l'aval de chaque affluent, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Aménagements des cours d'eau

Oued	Aménagement
Guesbain	Recalibrage de l'oued en terre sur 1560 m ou bien gabionnage, et projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton sur la partie aval.
Djaken	Enlèvement des remblais encombrants et recalibrage du lit de l'Oued en canal trapézoïdal ou bien en gabion sur 1200 m, puis projection d'un canal de même forme revêtu en béton sur les derniers 550m.
Reghaia_am	Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton 1300 m.
Reghaia_av	Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton 1500 m.
Djaafri	Arasement des remblais et recalibrage du lit naturel de l'Oued ou bien projection d'un canal en gabion.
Bradia	Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton 480 m.

2.2.1. Les formules de dimensionnement des canaux :

a. Canal en béton (cas d'une forme trapézoïdale revêtu) :

Le calcul se fera par la formule de « Manning Strickler », dont la formulation est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_m \cdot \sqrt{I} \tag{V.7}$$

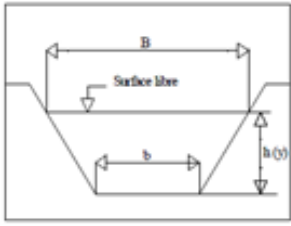
Q: Débit de dimensionnement [m³/s] ;

n: Coefficient de Manning représentant la rugosité pris 0.013 pour le béton ;

I: Pente du canal (m/m) ;

R_h: Rayon hydraulique ; avec : $R_h = \frac{S_m}{P_m}$ (V.8)

Tableau V.4 : Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdal

Forme	Section mouillée S	Périmètre mouillée P	Rayon hydraulique	Largeur B
	$(b + m \cdot h) \cdot h$	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + m \cdot h) \cdot h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2mh$

S_m : Section mouillée du canal (forme trapézoïdale)

$$S_m = (b + m \cdot h) \cdot h \quad (V.9)$$

P_m : Périmètre mouillé, pour une forme trapézoïdale P_m se calcule ainsi :

$$P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (V.10)$$

m: Fruit du talus

Tableau V.5 : Caractéristique de la section optimale cas d'une forme trapézoïdale

Caractéristique	Base	Fruit de talus	Base	Rayon hydraulique
	$b = f(m, h)$	m	$b = f(h)$	$R = f(h)$
Relation	$2h\sqrt{m^2 + 1} - 2mh$	$1/\sqrt{3}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}h$	$\frac{1}{2}h$

- Démarche de calcul :

En remplaçant les formules du tableau (V.4) dans la formule (V.5) :

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = \frac{[(b + mh)h]^{5/3}}{[b + 2h\sqrt{1 + m^2}]^{2/3}} \quad (V.9)$$

Les termes n, Q, I étant connus on procède à un calcul itératif en fixant b suivant la largeur moyenne du lit naturel, en choisissant à priori un fruit de talus soit $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ pour la section avantageuse, ou bien $m = 1$ pour la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain.

b. Recalibrage du lit naturel (cas d'une forme trapézoïdale non revêtu) :

Pour le dimensionnement d'un canal non revêtu, où les berges et le fond sont constitués par des matériaux non cohérents, il est nécessaire d'en garantir la stabilité, afin d'éviter les érosions provoquées par les forces hydrodynamiques engendrées par l'écoulement. Les conditions dans lesquelles les particules du matériau non cohérent qui constituent le fond et les berges d'un canal commencent à se déplacer, appelées conditions critiques, peuvent s'exprimer en fonction des vitesses de l'écoulement (vitesses critiques), ou des tensions tangentielles exercées sur les particules (forces tractrices critiques). [9]

Dans notre démarche, nous allons nous baser pour l'étude de stabilité des canaux non revêtus, sur le critère de la tension critique :

b.1) Coefficient de rugosité de Manning-Strickler :

En ayant la courbe granulométrique :

$$K_s = 26. (d_{65})^{-\frac{1}{6}} \quad \text{pour une granulométrie étalée} \quad \frac{d_{60}}{d_{10}} > 3 \quad (V.5)$$

$$K_s = 26. (d_{50})^{-\frac{1}{6}} \quad \text{pour une granulométrie uniforme} \quad \frac{d_{60}}{d_{10}} < 3 \quad (V.6)$$

b.2) Angle de frottement interne :

A Partir de l'abaque suivant, on tire l'angle interne de frottement qui dépend de la dimension et la forme des particules :

On supposera que le matériau est peu anguleux pour notre travail ;

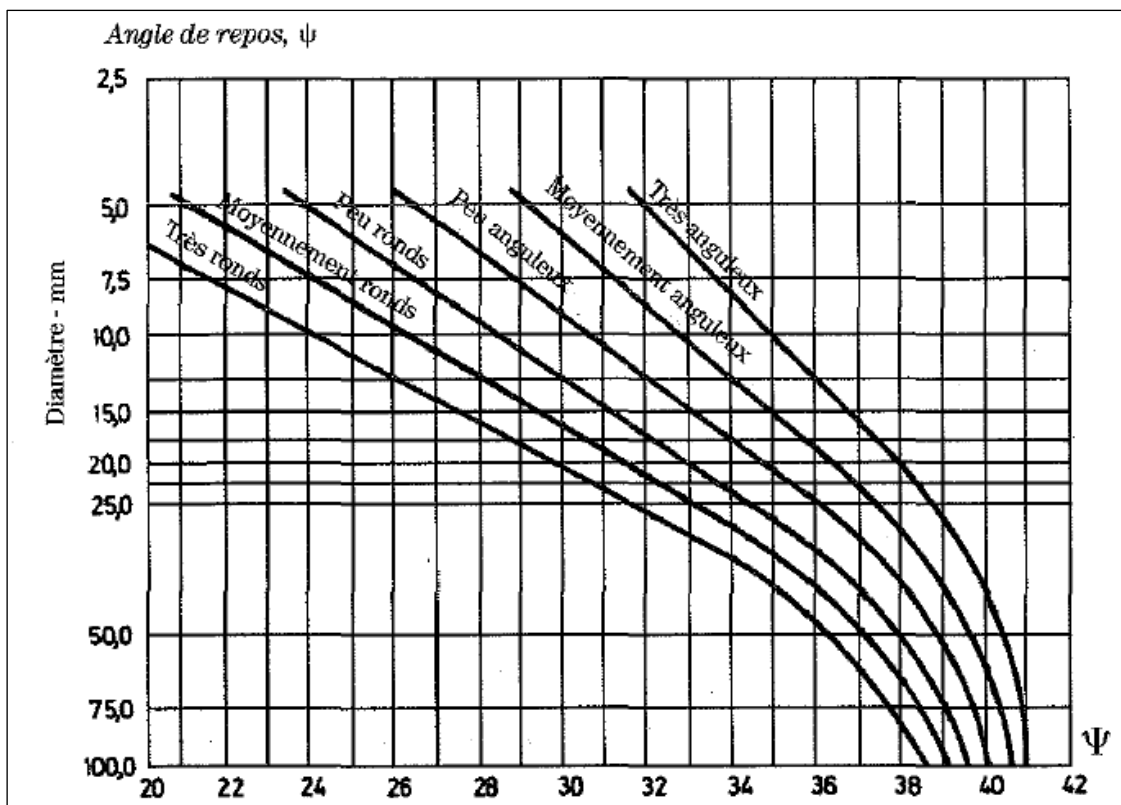


Figure V.4 : Abaque de l'angle de frottement $f = (forme, d)$, Lencastre 1996

b.3) Angle de talus

Le choix de cet angle se fait souvent, de façon à assurer la stabilité des talus, pour cette raison il faut admettre une pente de talus de façon à avoir $\theta < \psi$.

b.4) Force tractrice critique du fond :

$$\tau^* = \frac{(\tau_0)_{crit}}{(\varpi_s - \varpi). d} \quad (V.7)$$

τ^* : Coefficient sans dimension appelé paramètre de Shields ;

$(\tau_0)_{crit}$: La tension tangentielle critique exercée sur le fond [N/m^2] ;

d : Diamètre moyen du matériau[m] ;

ϖ, ϖ_s : Poids volumique de l'eau et du matériau [N/m^3] ;

Le paramètre de Shields est en fonction du nombre de Reynolds de frottement ;

$$R_e^* = \frac{u^* d}{\nu} \quad (V.8)$$

Où ν est la viscosité de l'eau ; u^* la vitesse de frottement près du fond, définie

$$u^* = \sqrt{\tau_0 / \rho} \quad (V.9)$$

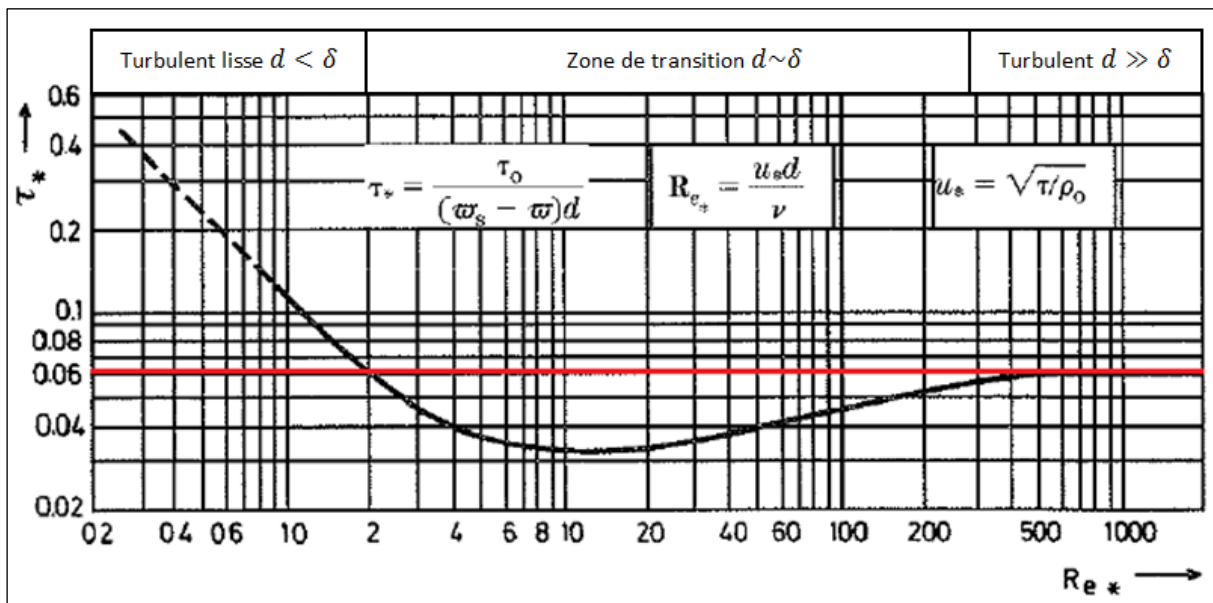


Figure V.5 : Diagramme de Shields. Lencastre, 1996

On utilise le diagramme de Shields afin de déterminer, mais puisque la contrainte tangentielle de l'écoulement apparaît simultanément dans les deux paramètres R_e^*, τ^* , on recourt généralement à la méthode itérative.

b.5) Force tractrice critique sur les berges :

$$(\tau_0^t)_{crit} = (\tau_0)_{crit} \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \psi}} \quad (V.10)$$

b.6) Vérification des conditions sur la hauteur d'écoulement :

On peut décrire la distribution de la force tractrice, dans un canal trapézoïdal par les relations suivantes :

$$\text{Force maximale au fond} \quad \tau_M = K_M \varpi h i \quad (V.11)$$

$$\text{Force maximale sur les talus} \quad \tau'_M = K'_M \varpi h i \quad (V.12)$$

K_M, K'_M : Coefficients de distribution de la force tractrice dans un canal trapézoïdal.

Tableau V.6 : Coefficients K_M, K'_M en fonction de m et du rapport $\frac{b}{h}$

m	2		1.5	
b/h	K_M	K'_M	K_M	K'_M
1	0.780	0.730	0.780	0.695
2	0.890	0.760	0.890	0.735
3	0.940	0.760	0.940	0.743
4	0.970	0.770	0.970	0.755
5	0.980	0.770	0.980	0.770
6	0.990	0.770	0.990	0.760

De ce fait, afin de garantir la stabilité du fond, et des berges il faudrait satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\tau_M < (\tau_0)_{crit} \quad (V.13)$$

$$\tau'_M < (\tau_0)_{crit} \quad (V.14)$$

b.7) Calcul de la géométrie de la section :

Enfin pour le calcul de la géométrie, on fixe b donnant une section qui puisse supporter le débit de dimensionnement, tout en respectant les deux conditions (V.13) et (V.14), pour la hauteur d'écoulement, puis on utilise la formule de Manning-Strickler (V.9).

c. Calcul d'un canal en gabion :

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courant sont $2.0 \times 1.0 \times 0.5m$ et $2.0 \times 1.0 \times 1.0m$. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale ; les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui permet la stabilité des berges.

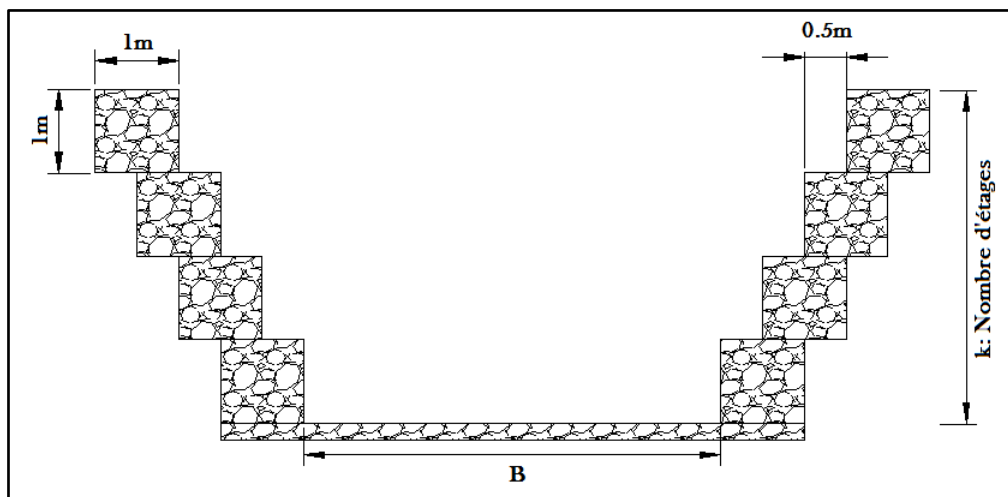


Figure V.6 : Coupe en travers d'un canal en gabion

Tableau V.7 : Caractéristique géométrique de la section gabionnée

Caractéristique	Section $S_m (m^2)$	Périmètre $P_m (m)$	Rayon hydraulique $R_h (m)$
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1) + b.k$	$b + 3k - 1$	$\frac{0.5k(k-1) + b.k}{b + 3k - 1}$

k : nombre d'étages ;

b : base canal.

On fixe la largeur de la base b puis on calcule le nombre d'étage qui puisse évacuer le débit de crue.

2.2.2. Etude des aménagements :

L'étude comporte une comparaison technique parmi les gammes de canaux cités ci-dessus, afin d'aboutir à une solution optimale d'aménagement, respectant les normes techniques afin d'atteindre l'objectif de protection visé.

a. Oued Guesbain :

Sur les premiers 570 m après le pont d'autoroute, est prévu :

- Soit un recalibrage du lit naturel de l'Oued en canal trapézoïdal non revêtu ;
- Ou bien un canal en gabion ;

Tableau V.8 : Dimensions du canal non revêtu (Guesbain)

Condition de stabilité			géométrie du canal			
$(\tau_0)_{crit} (N/m^2)$	$(\tau_0)^t_{crit} (N/m^2)$	$h_{max} (m)$	$I(\%)$	$b (m)$	m	$h (m)$
8.73	4.67	0.11	0.55	3.90	2.00	1.00

Tableau V.9 : Dimensions du canal en gabion (Guesbain)

Nombre d'étages k	$b (m)$	$I(\%)$
3.00	4.10	0.55

Si l'on se fie aux conditions de la stabilité du canal non revêtu, on verra l'impossibilité de réalisation d'un tel ouvrage, qui demandera une énorme largeur à la base afin de ne pas dépasser $h_{max} = 0.11m$, donc pour ce tronçon on va éliminer la possibilité d'envisager un aménagement de ce genre.

Sur 1460 m à l'amont de la confluence avec Oued Djaken ; est prévu un canal de forme trapézoïdale revêtu en béton.

Tableau V.10 : Dimensions du canal en béton (Guesbain)

m	$b (m)$	$h(m)$	$I(\%)$
$1/\sqrt{3}$	5.00	1.50	0.55

b. Oued Djaken :

Sur 1200 m à partir de l'amont de Oued Djaken, deux variantes sont proposées :

- Un recalibrage naturel de l'Oued en canal trapézoïdal et arasement de remblais ;
- Projection d'un canal en gabion ;

Tableau V.11 : Dimensions du canal non revêtu (Djaken)

Condition de stabilité			géométrie du canal			
$(\tau_0)_{crit} (N/m^2)$	$(\tau_0)^t_{crit} (N/m^2)$	$h_{max} (m)$	$I(\%)$	$b (m)$	m	$h (m)$
7.00	5.32	0.15	0.50	1.10	2.00	5.40

Tableau V.12 : Dimensions du canal en gabion (Djaken)

Nombre d'étages k	$b (m)$	$I(\%)$
4.00	5.00	0.50

On ne peut pas envisager un recalibrage naturel, sur ce tronçon non plus, vu l'impossibilité de respecter la condition de stabilité $h < h_{max}$.

Sur 430 m à l'amont de la confluence avec Oued Guesbain ; est prévu un canal de forme trapézoïdale revêtu en béton.

Tableau V.13 : Dimensions du canal en béton (Djaken)

m	$b (m)$	$h(m)$	$I(\%)$
$1/\sqrt{3}$	5.50	2.00	0.50

c. Oued Reghaia-amont :

En ce qui concerne cette partie, qui est traverse en majorité dans le centre-ville de Reghaia, on envisage directement un canal en béton de forme trapézoïdale, dont les dimensions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Dimensions du canal en béton (Reghaia-amont)

m	$b (m)$	$h(m)$	$I(\%)$
$1/\sqrt{3}$	10.00	2.00	0.90

Remarque

Une marge de sécurité (0.2 ÷ 0.5 m) a été ajoutée à la hauteur des canaux en béton.

d. Oued Djaafri :

Dans le cas de Oued Djaafri la pente moyenne est d'environ 0.97% ce qui assure de l'inaptitude d'un recalibrage du lit naturel sans revêtement, de ce fait, nous allons envisager un canal en gabion, dont les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit:

Tableau V.15 : Dimensions du canal en gabion (Djaafri)

Nombre d'étages k	b (m)	I (%)
2.00	2.80	0.97

e. Oued Reghaia-aval :

On envisage directement la projection d'un canal en béton de forme trapézoïdale sur une longueur de 1500 m.

Tableau V.16 : Dimensions du canal en béton (Reghaia-aval)

m	b (m)	h (m)	I (%)
$1/\sqrt{3}$	10.00	2.80	0.43

f. Oued Bradia :

On propose un canal en béton ; dont les dimensions sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Dimensions du canal en béton (Bradia)

m	b (m)	h (m)	I (%)
$1/\sqrt{3}$	4.00	1.50	0.70

3. Le schéma d'aménagement choisi :

La création d'un bassin de rétention de 165000 m³ engendrerait des problématiques foncières et de lourds travaux de terrassement. En plus, la diminution du débit de l'Oued au débit de fuite de la retenue pourrait causer des conséquences nuisibles sur l'écoulement dans tronçons en aval. Ainsi, il est préférable d'écarter ce scénario d'aménagement.

Le recalibrage naturel du lit de Oued Guesbain et Oued Djaken est aussi écartée ; pour les problèmes d'instabilité de fond et des berges. Ainsi, il est juste conseillé d'araser les remblais déchargés le long de l'Oued qui constituent un frein pour l'écoulement.

Donc le scénario d'aménagement choisi est le suivant :

Tableau V.18 : Schéma d'aménagement choisi

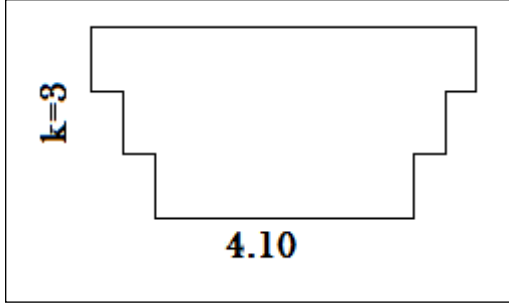
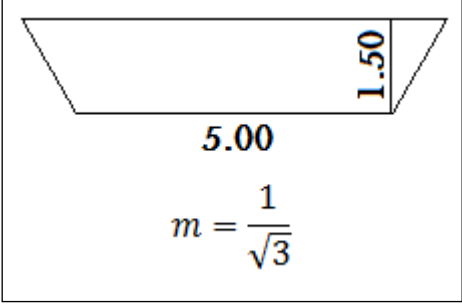
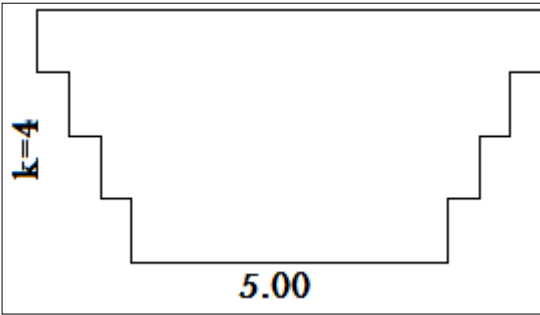
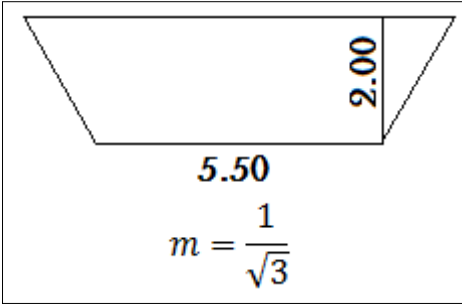
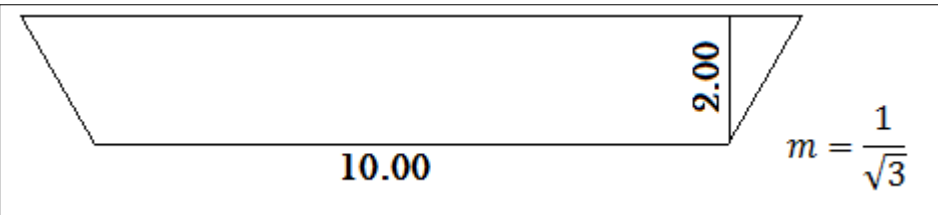
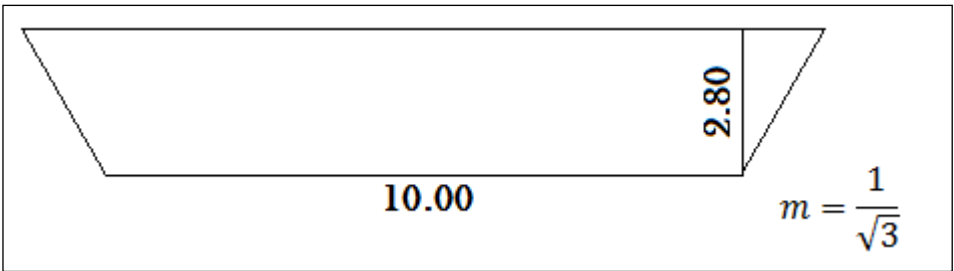
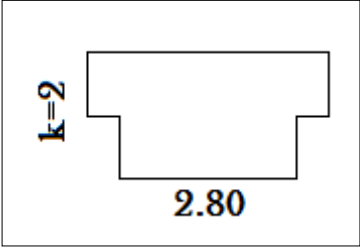
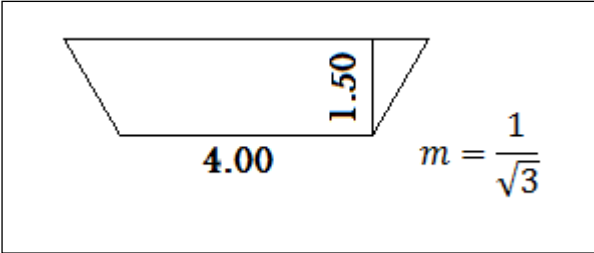
Oued	Aménagement	
Guesbain	<p>Canal en gabion $L = 570\text{ m}$</p> 	<p>Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton $L = 1560\text{ m}$</p> 
Djaken	<p>Canal en gabion sur 1200 m</p> 	<p>Canal trapézoïdal en béton 550 m</p> 
Reghaia_am	<p>Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton $L = 1300\text{ m}$</p> 	
Reghaia_av	<p>Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton $L = 1500\text{ m}$</p> 	

Tableau V.18 (suite) : Schéma d'aménagement choisi

Oued	Aménagement
Djaafri	Projection d'un canal en gabion $L = 1300\text{ m}$ 
Bradia	Projection d'un canal trapézoïdal revêtu en béton $L = 480\text{ m}$ 

4. Simulation sur HEC-RAS :

Cette simulation nous permet de voir les conditions d'écoulement dans le système projeté, et ainsi d'évaluer la variante d'aménagement finale.

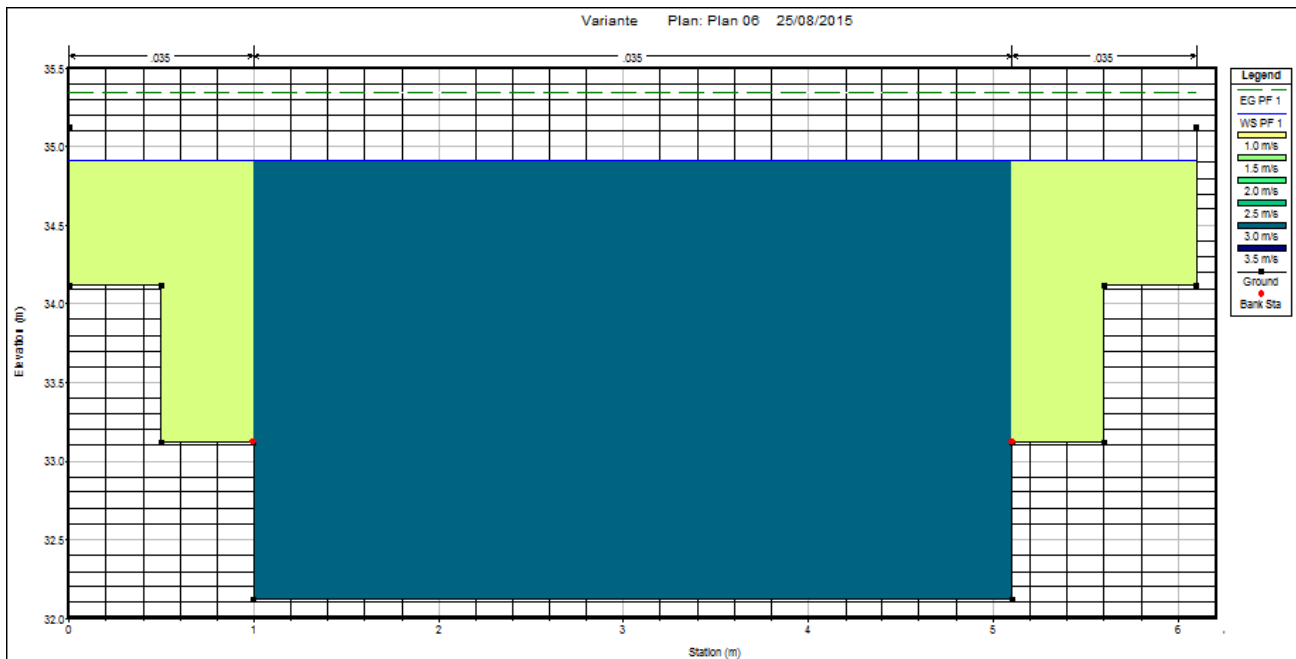


Figure V.7 : Profil en travers Oued Guesbain aménagé en gabion

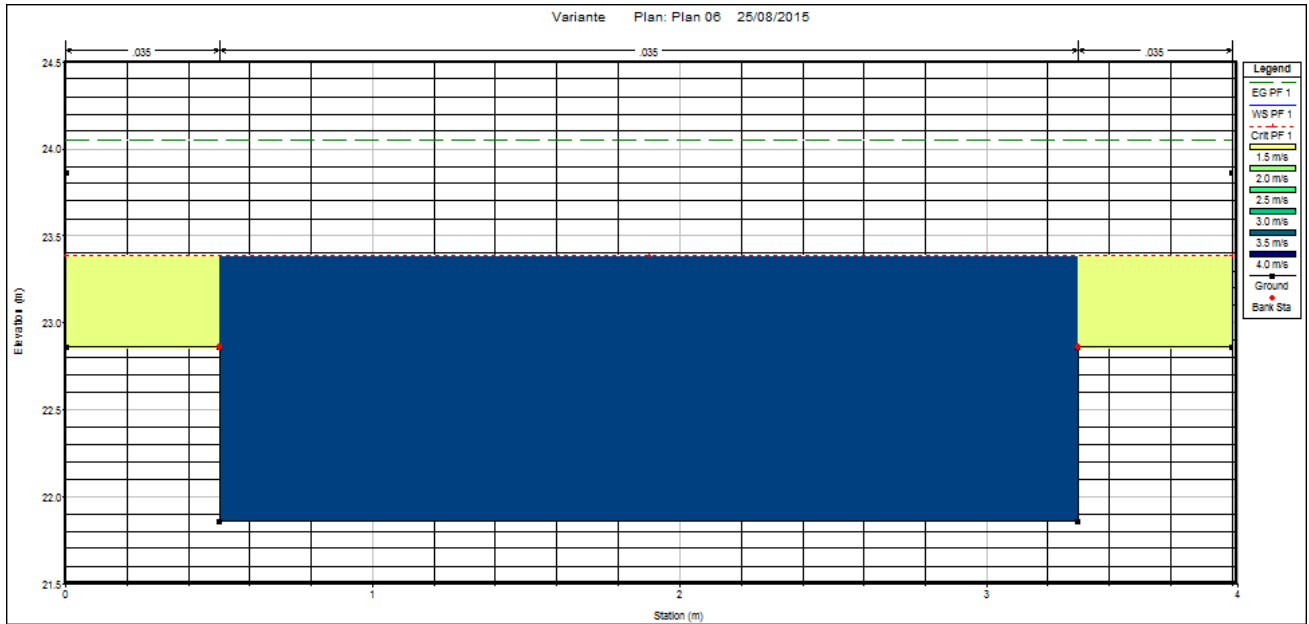


Figure V.8 : Profil en travers Oued Djaafri aménagé en gabion

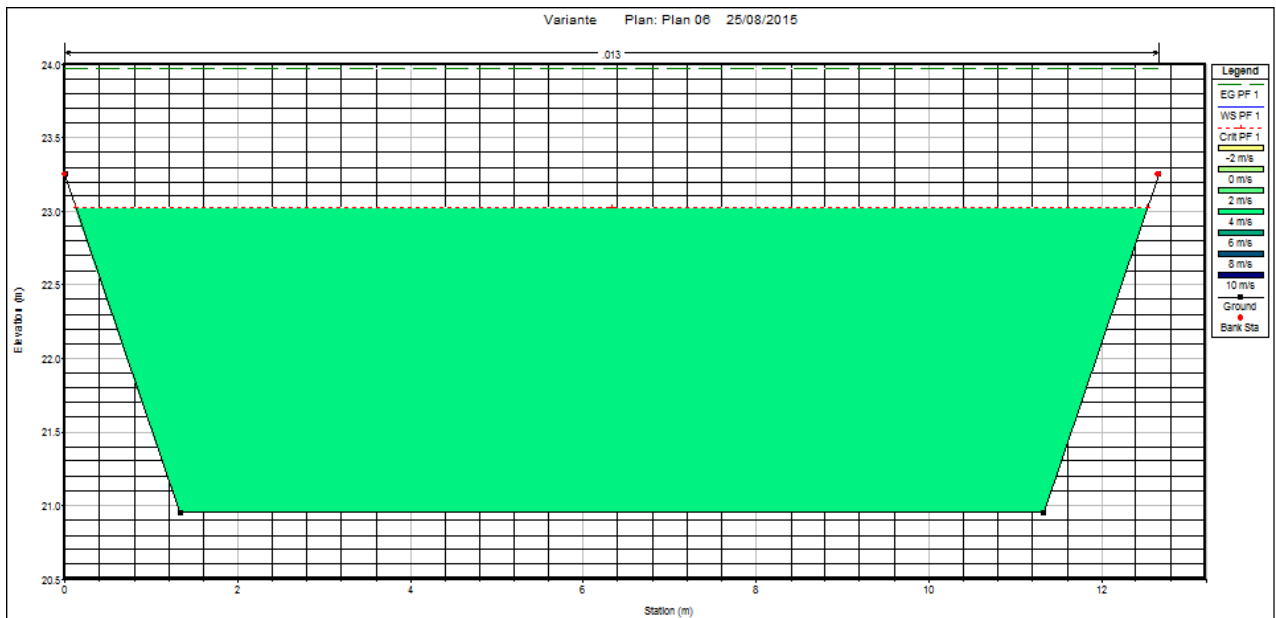


Figure V.9 : Profil Oued Reghaia amont aménagé en canal trapézoïdal

Cette solution présente des résultats intéressants, du fait qu'on ne remarque aucun débordement hors des sections projetées, et les vitesses d'écoulement restent assez acceptables, du moment qu'elles sont dans l'intervalle ($2 \div 5 \text{ m/s}$)

Si cette proposition d'aménagement se fait sur plusieurs sections, il est fortement déconseillé de modifier la sinuosité naturelle du cours d'eau, au risque de déstabiliser l'écosystème et les zones de vitesses.

Conclusion

Afin de trouver la variante adéquate d'aménagement, qui présente des critères techniques appropriés à l'objectif de protection dont il est question, qui serait réalisables sur le terrain sans pour autant être hors de coût. Nous avons présentés plusieurs solutions, avec leurs avantages et inconvénients, mais aussi, les problèmes liés à leurs réalisations. Ainsi, le choix final consiste principalement en la projection de canaux trapézoïdaux revêtus en béton, et des gabionnages.

Chapitre VI

Etude quantitative et financière et organisation des chantiers

Chapitre VI : Etude quantitative et financière et organisation des chantiers

Introduction :

Dans ce volet nous allons établir une évaluation quantitative et financière de la projection du système de protection contre les inondations puis procéder à un phasage des travaux. A ce stade de l'étude, nous disposons d'assez de détails pour estimer les coûts, et présenter l'organisation des chantiers. Le but ultime de cette partie est d'arriver au cout total du projet ainsi que sa durée de réalisation.

1. Chiffrage des aménagements proposés :

1.1. Les hypothèses de chiffrage :

Le présent chapitre propose une estimation financière du cout de l'aménagement retenu, les estimations des prix des ouvrages et aménagements donnés :

- Prix unitaire des terrassements ;
- Prix unitaire de fourniture et pose de (béton, gabionnage, éventuelles installations annexes...).

1.2. Chiffrage de la variante retenue par affluent :

Les tableaux suivants donnent les montants de réalisation de la variante retenue pour chaque affluent :

Tableau VI.1: Devis estimatif Oued Guesbain

Guesbain				
Désignation	U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
Déblai	m^3	1100	400.00	440 000.00
Remblai	m^3	180	550.00	99 000.00
Evacuation	m^3	920	350.00	322 000.00
Gabion	m^3	2812	5 000.00	14 060 000.00
Gravier	m^3	615	2 200.00	1 353 000.00
Béton de propreté	m^3	352.8	4 000.00	1 411 200.00
Béton	m^3	1310.4	32 000.00	41 932 800.00
			Total:	59 618 000.00

Tableau VI.2 : Devis estimatif Oued Djaken

Djaken				
Désignation	U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
Déblai	m^3	326.6	400.00	130 640.00
Remblai	m^3	132.5	550.00	72 875.00
Evacuation	m^3	194.1	350.00	67 935.00
Gabion	m^3	3885	5 000.00	19 425 000.00
Gravier	m^3	687.5	2 200.00	1 512 500.00
Béton de propreté	m^3	359.56	4 000.00	1 438 240.00
Béton	m^3	1111	32 000.00	35 552 000.00
			Total:	58 199 190.00

Tableau VI.3 : Devis estimatif Oued Djaafri

Djaafri				
Désignation	U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
Déblai	m^3	236.2	400.00	94 480.00
Remblai	m^3	45.2	550.00	24 860.00
Evacuation	m^3	191	350.00	66 850.00
Gabion	m^3	5405	5 000.00	27 025 000.00
			Total:	27 211 190.00

Tableau VI.4 : Devis estimatif Oued Reghaia (partie amont)

Reghaia-amont				
Désignation	U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
Déblai	m^3	250	400.00	100 000.00
Remblai	m^3	120.2	550.00	66 110.00
Evacuation	m^3	129.8	350.00	45 430.00
Gravier	m^3	1062.5	2 200.00	2 337 500.00
Béton de propreté	m^3	416.5	4 000.00	1 666 000.00
Béton	m^3	1820	32 000.00	58 240 000.00
			Total:	62 455 040.00

Tableau VI.5 : Devis estimatif Oued Reghaia (partie aval)

Reghaia-aval				
Désignation	U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
Déblai	m^3	1123.2	400.00	449 280.00
Remblai	m^3	352.3	550.00	193 765.00
Evacuation	m^3	770.9	350.00	269 815.00
Gravier	m^3	1425	2 200.00	3 135 000.00
Béton de propreté	m^3	532	4 000.00	2 128 000.00
Béton	m^3	2400	32 000.00	76 800 000.00
			Total:	82 975 860.00

Tableau VI.6 : Devis estimatif Oued Bradia

Bradia				
Désignation	U	Quantité	Prix /U (D.A)	Montant (D.A)
Déblai	m^3	200.3	400.00	80 120.00
Remblai	m^3	50.26	550.00	27 643.00
Evacuation	m^3	150	350.00	52 500.00
Gravier	m^3	240	2 200.00	528 000.00
Béton de propreté	m^3	532	4 000.00	2 128 000.00
Béton	m^3	357.6	32 000.00	11 443 200.00
			Total:	14 259 463.00

Donc le montant total du projet reviens : **304 718 743.00 DA**

Trois cent quatre millions sept cent dix-huit mille sept cent quarante-trois Dinars Algériens

2. Organisation des chantiers :

2.1. Définition de la planification :

C'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace, elle consiste :

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

2.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

2.2.1. 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 :

a. Réseau à flèches :

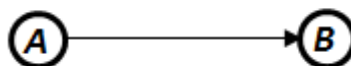
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b. 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.

2.2.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches ;

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches antérieures ;

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

2.2.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :

a. Méthode C.P.M (Méthode française) :

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,

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b. Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-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.

2.2.4. Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<i>DCP</i>	<i>t_r</i>
<i>DFP</i>	<i>DCPP</i>
<i>DFPP</i>	<i>MT</i>

Avec :

t_r: Temps de réalisation de la tâche ;

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, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération.

$$\text{Avec : } \begin{cases} DCP_i + tr_i = DFP_i \\ DCP_j = DFP_i \end{cases} \quad (VI.1)$$

2.2.5. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum tr_{cc} = D.T.P \end{cases} \quad (VI.2)$$

2.3. Diagramme de Gantt :

C'est un outil que l'ingénieur concepteur doit mettre à disposition, afin que toute personne concernée par le projet puisse visualiser et comprendre le déroulement des travaux. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce planning permet ainsi de voir :

- Les différentes tâches à envisager ;
- Les dates de début et de fin de chaque tâche ;
- La durée escomptée de chaque tâche ;
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement ;
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble ;

3. Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

Avant de commencer il nous faut établir un phasage des travaux, dont plusieurs types de contraintes peuvent intervenir.

- Contraintes techniques d'un point de vue hydraulique ;
- Contraintes techniques du point de vue réalisation génie civil ;
- Importance des enjeux touchés par les inondations ;
- Etalement des couts d'investissement.

En termes de contraintes hydrauliques il est conseillé de commencer s'il y a lieu en premier par la construction des ouvrages de rétention, et la réalisation des travaux d'aval en amont. Et en termes de génie civil, de prévoir les travaux dans la période de l'année où le niveau d'eau est relativement bas.

Tableau VI.7 : Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	15
Travaux de terrassement sur Reghaia_aval	B	60
Compactage sur Reghaia_aval	C	20
Lit de béton de propreté Reghaia_aval	D	30
Bétonnage Réghaia_aval	E	75
Travaux de terrassement sur Bradia	F	35
Compactage sur Bradia	G	10
Lit de béton de propreté Bradia	H	35
Bétonnage Bradia	I	20
Travaux de terrassement sur Reghaia_amont	J	60
Compactage sur Reghaia_amont	K	20
Lit de béton de propreté Reghaia_amont	L	30
Bétonnage Réghaia_amont	M	75
Travaux de terrassement sur Djaafri	N	35
Lit de gravier Djaafri	O	20
Pose de gabions Djaafri	P	120
Travaux de terrassement sur Guesbain (partie 1)	Q	45
Compactage sur Guesbain	R	20
Lit de béton de propreté Guesbain	S	15
Bétonnage Guesbain	T	55
Travaux de terrassement sur Djaken (partie 1)	U	45
Compactage sur Djaken	V	20
Lit de béton de propreté Djaken	W	15
Bétonnage Djaken	X	60
Travaux de terrassement sur Guesbain (partie 2)	Y	36
Lit de gravier Guesbain	Z	15
Pose de gabions Guesbain	Aa	90
Travaux de terrassement sur Djaken (partie 2)	Bb	38
Lit de gravier Djaken	Cc	15
Pose de gabions Djaken	Dd	100
Déménagement du chantier	Ee	15

Dans le tableau suivant on présente chaque tache avec celles qu'elle précède dans le phasage des travaux ;

Tableau VI.8 : Succession des taches

Opération	t_r (jours)	Précède
A	15	B, F
B	60	C
C	20	D
D	30	E
E	75	J
F	35	G
G	10	H
H	35	I
I	20	N
J	60	K
K	20	L
L	30	M
M	75	Q
N	35	O
O	20	P
P	120	U
Q	45	R
R	20	S
S	15	T
T	55	Y
U	45	V
V	20	W
W	15	X
X	60	Bb
Y	36	Z
Z	15	Aa
Aa	90	Ee
Bb	38	Cc
Cc	15	Dd
Dd	100	Ee
Ee	15	--

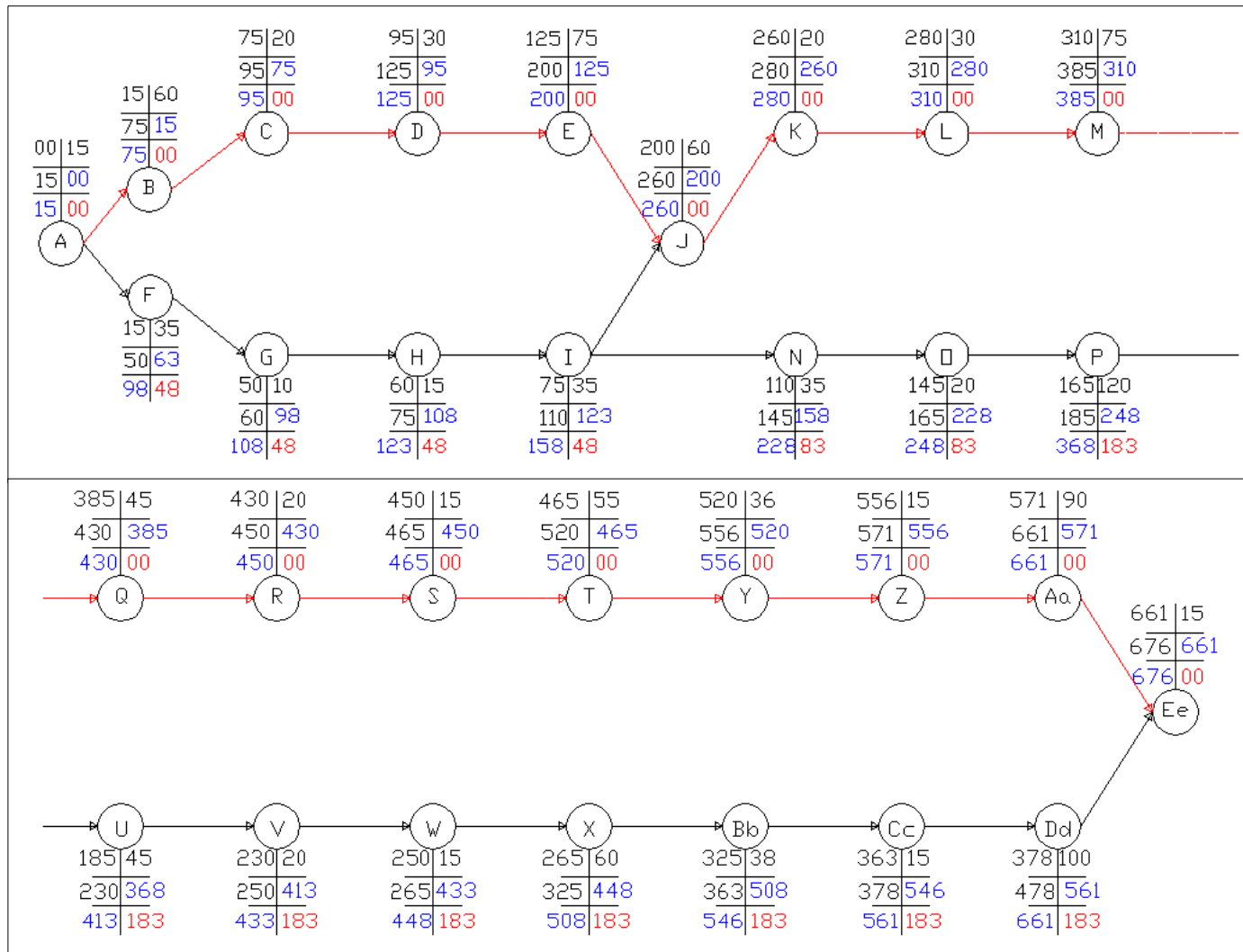


Figure IV.1: Réseau de planification des tâches par la méthode CPM

Chap. VI : Etude quantitative et financière et organisation des chantiers

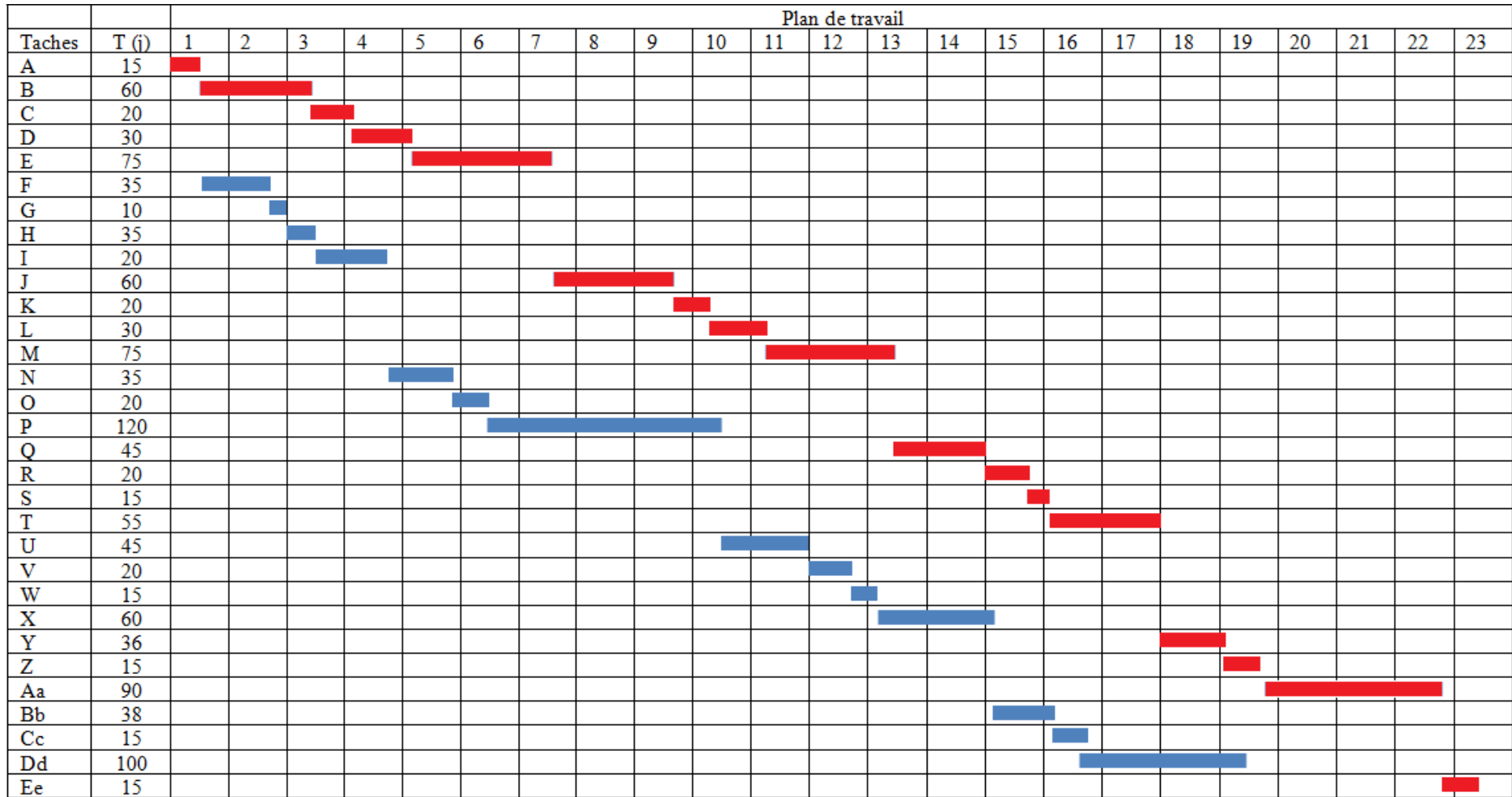


Figure VI.2 : Diagramme de Gantt

█ Chemin critique ;

█ Le cheminement des taches.

Conclusion :

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des couts d'investissement initiaux.

A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le cout global du projet d'aménagement d'Oued Reghaia et de ses affluents qui est de 304 718 743.00 DA pour un délai de réalisation de 23 mois.



Conclusion générale

Conclusion générale

Une étude concrète d'un quelconque cours d'eau requiert un maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques dans le but de faire la représentation la plus proche de l'état naturel de l'oued. Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème d'inondation sur la zone en question, et ainsi donner des solutions mieux adaptées au contexte. Et aussi de prévenir différents scénarios d'évènements soit en matière de phénomènes naturels, ou bien de mesures que l'on pourrait envisager ; ce que l'on saura faire aisément, une fois tous les aspects représentés d'une manière détaillée, avec des simulations de l'écoulement à l'aide de différents outils informatiques et différents logiciels.

En termes de débit de crue, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats significatifs sur lesquels on va se baser. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s'adapte pas à notre situation. Néanmoins, nous avons tranché sur la méthode SCS étant donné que c'est une démarche complète dans laquelle on n'a pas été obligé de faire beaucoup d'estimations sur des paramètres. En plus, elle se base sur des données réelles du sol faciles à acquérir.

Donc, au terme de ce travail, on peut dire que même avec des outils modernes puissants, tels que le logiciel AutoCad Civil 3D qui permet d'exporter une infinité de profils en travers vers le logiciel de simulation hydraulique HEC-RAS, la représentation parfaite d'un cours d'eau relève de l'impossible. Reste, cependant, que la représentation élaborée peut fournir largement les outils visés comme la carte de vulnérabilité aux inondations.

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondés après l'adoption du scénario de la crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau ainsi que les routes qui ne sont pas assez surélevées ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème. Donc, les aménagements proposés sont des canaux, en béton et en gabions, qui permettent une évacuation rapide de la crue.

Le projet de réalisation des aménagements s'étale sur un délai de 23 mois, pour un coût de 304 718 743.00 DA



Bibliographie et références

Bibliographie :

- [1] : Hamoud BELDJOUDI, Thèse Doctorat Etude de la sismicité du nord algérien, Université de Tlemcen 2011.
- [2] : Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2003.
- [3] : B.TOUAIBIA, Manuel pratique d'hydrologie , Mars 2004.
- [4] : José Llamas, Hydrologie générale principe et applications, 2^{ème} édition, gaëten morin éditeur, 1998.
- [5] : Richard H. McCuen, Hydrologic analysis and design, 2nd edition, Pearson Education, 1998.
- [6] : DUBREUIL P., Introduction à l'analyse hydrologique, Masson et Cie, 1974
- [7] : Mohamed Meddi, Abdelkader Khaldi et Hind Meddi / Modelling Soil Erosion, Sediment Transport and Closely Related Hydrological Processes (Proceedings of a symposium held at Vienna, July 1998). IAHS Publ. no. 249, 1998
- [8] : HEC-RAS Users manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 january 2010.
- [9] : Armando LENCASTRE, Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996.
- [10] : K. X. Soulis, J. D. Valiantzas/ SCS-CN parameter determination using rainfall-ruoff data in heterogeneous watersheds –the two–CN system approach. Hydro. Earth Syst published: 28 March 2012.
- [11] : Mustapha Boukhelifa ; LAhbassi Ouerdachi ; Hamouda Boutaghane Quelle approche pour l'estimation du débit pluvial urbain en absence de mesures hydrométrique ? Application au bassin urbain de oued M'Kacel. Navatech 2013.
- [12] : W. Berolo, J.P. Laborde Statistiques des précipitations journalières extremes sur les Alpes-Maritimes. Conceil général des Alpes Maritimes, Janvier 2013.
- [13] : CHOCAT B. & E92 (1997) Encyclopédie de l'hydrologie urbaine, Tec & Doc, Paris, 1136 p.
- [15] : HINGRAY B., PICOUET C. & MUSY A. (2009) Hydrologie, 2 Une science pour l'ingénieur, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 600 p.
- [16] : LABED Zakaria (2011). Etude de protection de la ville d'Ain Torki (W.Ain Defla) contre les inondations. Mémoire d'ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. Algérie. 149p
- [17] : Bruno Ambroise, La dynamique du cycle de l'eau dans le bassin versant, éditions H*G*A Bucarest, 1998.
- [18] : BENNIS.S (2009) : « Hydraulique et hydrologie », 2ème Edition, École de technologie supérieure-Canada.

Sitographie :

DEGOUTTE G. (2006) Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluviale (<http://www.agroparistech.fr/coursenligne/hydraulique/hydraulique.html>), Site Web AgroParisTech.

PICOUET C., HINGRAY B. & MUSY A. (2007) Hydrothèque, recueil d'exercices en Hydrologie (<http://lthel21.hmg.inpg.fr/PagePerso/hingray/>), Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.



Annexes

A.1. Présentation du logiciel HEC-HMS :

HEC-HMS est un logiciel de modélisation hydrologique de la transformation de la pluie en débit, Afin de simuler le comportement hydrologique d'un Bassin Versant (BV), le logiciel HEC-HMS prend en compte les différents paramètres suivants:

- les précipitations: ces données peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'évènements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des évènements pluvieux théoriques basés sur une étude statistique.
- les pertes (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du BV.
- les ruissellements directs qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.
- l'hydrologie fluviale, c'est à dire le comportement de l'eau lorsqu'elle se trouve dans le lit de la rivière.

Ces différents paramètres sont ensuite modélisés mathématiquement par un ensemble d'équations qui permettent d'obtenir la réponse du système hydrogéologique global à un changement de conditions hydrométéorologiques

A.2. Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Center du U.S Army Corps of Engineers. Il s'agit d'une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant un interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrée, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. La version 4.1 de HEC-RAS permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Avec HEC-RAS, un ensemble de fichiers, que l'on nomme Projet, sont requis pour effectuer l'analyse hydraulique d'un cours d'eau. Une terminologie particulière est employée pour définir chacune de ces composantes. Les définitions sont présentées à la page suivante et la figure ci-dessous illustre la hiérarchie des fichiers d'un projet.

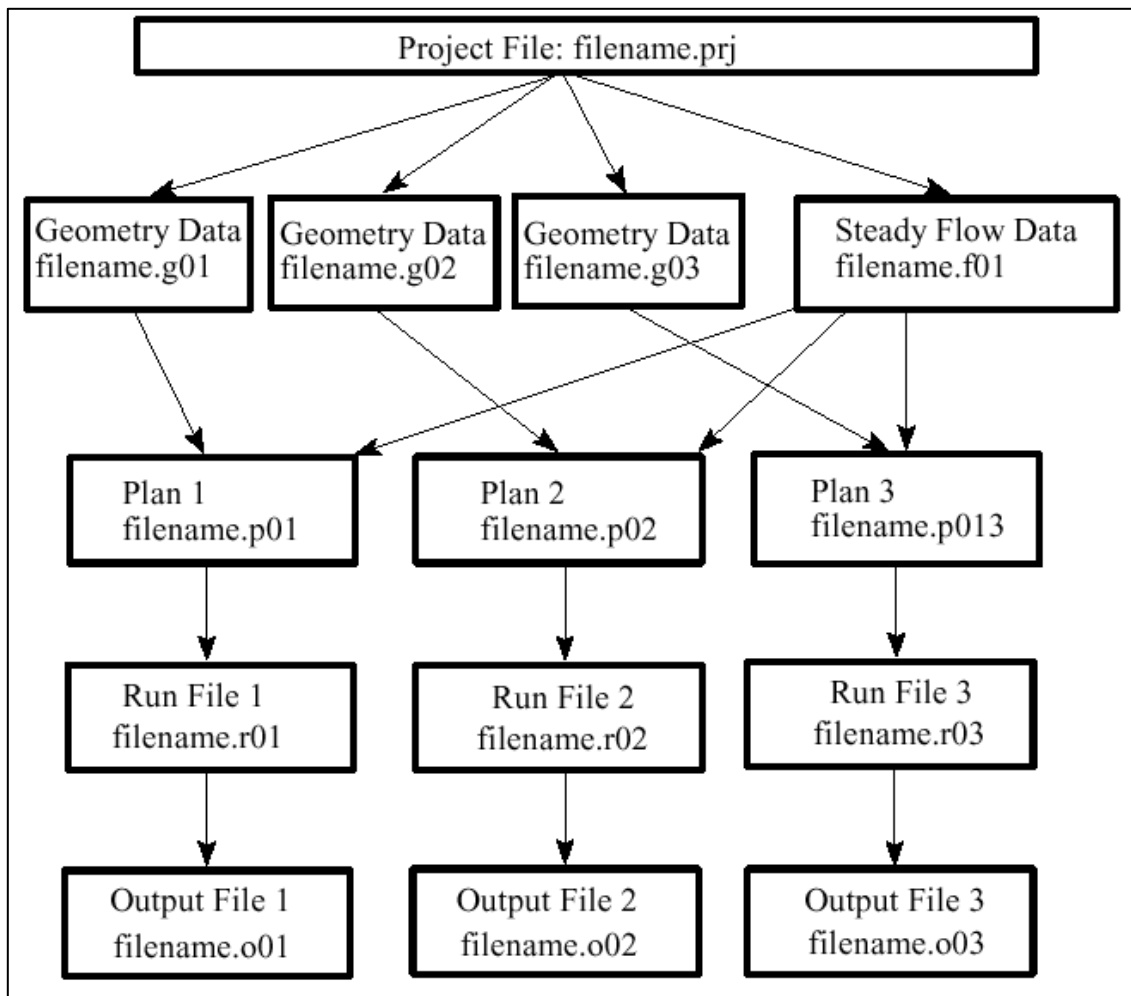


Figure A.1 : Schéma des fichiers d'un projet sur HEC-RAS

A.3. Résultats de la simulation à l'état naturel sur HEC-RAS :

Tableau A.1 : Oued Guesbain

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
2040	37.6	19.95	21.59	21.59	0.000004	0.13	520.73	200
2010	37.6	19.92	21.59	21.59	0.000006	0.14	465.98	190.33
1980	37.6	19.91	21.59	21.59	0.000009	0.17	397.37	172.54
1946.56	37.6	19.91	21.59	21.59	0.000012	0.19	352.19	161.19
1918.06	37.6	19.84	21.59	21.59	0.000018	0.23	301.9	158.89
1894.61	37.6	19.83	21.59	21.59	0.000034	0.29	247.7	158.17
1861.88	37.6	19.8	21.58	21.59	0.00012	0.48	160.72	154.89
1830.78	37.6	19.78	21.58	21.58	0.00019	0.56	131.84	134.02
1798.05	37.6	19.73	21.57	21.58	0.000283	0.64	116.17	132.32
1768.85	37.6	19.67	21.55	21.57	0.00042	0.72	103.18	132.09
1739.39	37.6	19.63	21.53	21.55	0.000892	0.89	82.96	131.75
1713.22	37.6	19.51	21.48	21.51	0.002225	1.12	62.07	125.67
1687.33	37.6	19.42	21.4	21.44	0.003527	1.25	55.63	132.88
1662.81	37.6	19.4	21.3	21.34	0.005188	1.31	50.08	130.5
1638.7	37.6	19.38	21.13	21.18	0.00826	1.53	43.6	131.99
1613.16	37.6	19.23	21.01	21.04	0.003556	1.14	55.23	125.82
1580.39	37.6	19.2	20.97	20.98	0.00101	0.74	80.51	126.97
1553.98	37.6	19.15	20.96	20.96	0.000466	0.55	104.16	133.86
1530	37.6	18.99	20.95	20.95	0.000316	0.47	111.85	124.13
1500	37.6	18.96	20.94	20.95	0.000273	0.46	121.85	137.02
1470	37.6	18.69	20.93	20.94	0.000386	0.5	109.56	143.27
1453.76	37.6	18.66	20.91	20.93	0.00095	0.81	82.54	147.36
1430.01	37.6	18.64	20.87	20.9	0.001478	1.04	68.83	120.57
1410	37.6	18.58	20.84	20.87	0.001446	1.06	65.31	121.84
1380	37.6	18.53	20.8	20.82	0.001376	0.94	72.65	131.86
1348.91	37.6	18.46	20.75	20.77	0.002352	1.03	66.5	144.16
1316.53	37.6	18.24	20.65	20.68	0.003607	1.14	62.93	178.43
1289.75	37.6	18.19	20.5	20.54	0.007256	1.47	50.42	177.63
1261.52	37.6	18.03	20.27	20.31	0.009161	0.95	41.82	165.34
1233.69	37.6	18.02	19.93	20.01	0.013554	1.8	36.8	128.93
1209.3	37.6	17.96	19.62	19.69	0.012544	1.66	37.22	134.57
1188.26	37.6	17.86	19.4	19.46	0.008988	1.55	43.2	146.7
1162.72	37.6	17.83	18.95	19.08	0.028278	2.42	28.99	114.61
1140	37.6	17.7	18.37	18.49	0.022971	2.33	30.35	112.41
1110	37.6	17.16	17.53	17.64	0.032777	2.27	28.96	129
1080	37.6	16.92	17.49	17.49	0.000136	0.3	190.96	211.2
1050	37.6	16.74	17.49	17.49	0.000025	0.19	318.07	211.06
1020	37.6	16.59	17.49	17.49	0.000018	0.2	337.68	198.48
999.37	37.6	16.53	17.49	17.49	0.000018	0.21	332.39	185.86
983.42	37.6	16.42	17.49	17.49	0.000014	0.19	363.45	198.34
960	37.6	16.13	17.49	17.49	0.000014	0.19	360.85	198.57
930	37.6	16.03	17.49	17.49	0.000017	0.2	345.6	201.09
900	37.6	15.99	17.49	17.49	0.000023	0.23	318.87	206.15
870	37.6	15.93	17.49	17.49	0.000037	0.26	263.1	184.7
840	37.6	15.85	17.48	17.49	0.000048	0.28	249.49	200
810	37.6	15.8	17.48	17.48	0.000077	0.35	205.56	186.2

Tableau A.2 : Oued Guesbain (suite)

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
789.25	37.6	15.76	17.48	17.48	0.000086	0.35	189.83	185.49
780	37.6	15.65	17.48	17.48	0.000105	0.38	176.3	179.5
750	37.6	15.61	17.47	17.48	0.000368	0.57	127.35	165.24
720	37.6	15.47	17.43	17.45	0.002685	1.14	65.3	159.6
690	37.6	15.43	17.25	17.3	0.012478	1.51	42.58	175.7
660	37.6	15.33	16.83	16.88	0.016282	1.61	39.49	177.55
630	37.6	15.3	16.44	16.48	0.010855	1.35	46.35	193.79
600	37.6	15.18	16.12	16.16	0.011044	1.27	48.47	199.64
570	37.6	15.13	15.84	15.87	0.008647	1	53.17	197.89
552.58	37.6	15.11	15.69	15.71	0.00881	0.97	53.3	199.95
540	37.6	15.1	15.58	15.61	0.007685	0.92	53.09	188.97
510	37.6	14.96	15.27	15.32	0.01281	1.39	43.15	169.59
480	37.6	14.55	14.89	14.94	0.013021	1.51	43.29	167.34
450	37.6	14.04	14.5	14.57	0.011818	1.8	41.52	153.48
420	37.6	13.66	14.18	14.25	0.009575	1.78	41.77	140.17
390	37.6	13.39	13.77	13.86	0.018504	2.02	34.22	126.89
360	37.6	13.03	13.36	13.41	0.012244	1.5	42.54	151.83
330	37.6	12.74	12.86	12.86	0.031049	2.14	26.11	106.97
300	37.6	12.45	12.55	12.56	0.000593	0.66	97.1	131.84
270	37.6	11.63	12.55	12.56	0.000072	0.34	184.22	134.48
240	37.6	11.31	12.55	12.55	0.000043	0.29	216.75	137.24
210	37.6	10.8	12.55	12.55	0.000024	0.23	265.86	147.78
180	37.6	10.45	12.55	12.55	0.000013	0.18	332.66	161.86
150	37.6	10.25	12.55	12.55	0.000006	0.14	461.78	200
120	37.6	10.05	12.55	12.55	0.000003	0.11	611.14	200
90	37.6	9.9	12.55	12.55	0.000004	0.13	534.69	194.06
60	37.6	9.1	12.55	12.55	0.00001	0.09	392.7	200
30	37.6	8.91	12.55	12.55	0.000119	0.32	177.32	195.48
0.04	37.6	8.36	12.33	12.48	0.05259		21.92	72.72

Tableau A.3 : Oued Djaken

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
1770	66.7	20.83	21.39	21.52	0.0135	2.18	46.98	106.2
1740	66.7	20.51	21.09	21.19	0.009162	1.88	52.78	107.03
1710	66.7	20.31	20.59	20.76	0.023836	1.55	36.89	91.56
1680	66.7	20.09	20.23	20.35	0.008356	0.27	43.68	98.71
1650	66.7	19.94	20.06	20.12	0.005228	0.34	61.76	96.88
1620	66.7	19.78	19.85	19.91	0.008247	0.27	59.84	93.3
1590	66.7	19.59	19.62	19.67	0.005438	0.14	72.03	107.41
1560	66.7	18.91	19.38	19.44	0.007493	0.95	61.33	104.44
1530	66.7	18.49	18.97	19.07	0.01847	1.98	52.83	154.72
1500	66.7	18.05	18.62	18.68	0.009184	1.66	72.05	182.77
1470	131.4	17.21	18.02	18.24	0.018598	3.36	83.62	168.18
1440	131.4	16.55	17.53	17.77	0.011574	3.14	91.59	170.52
1410	131.4	16.33	17.45	17.51	0.002997	1.75	154.22	196.51
1380	131.4	16.28	17.41	17.44	0.001558	1.38	186.13	189.41
1350	131.4	16.25	17.38	17.4	0.001061	1.17	222.02	200
1320	131.4	16.17	17.34	17.37	0.00112	1.19	215.19	194.59
1290	131.4	16.12	17.29	17.33	0.001664	1.36	182.49	179.68
1260	131.4	16.12	17.2	17.26	0.003103	1.7	142.21	166.32
1230	131.4	16.07	17.05	17.14	0.005415	1.82	111.09	151.76
1200	131.4	16.06	16.74	16.89	0.013906	1.95	79.57	133.97
1170	131.4	16.02	16.32	16.47	0.01346	1.13	75.94	115.95
1140	131.4	15.39	16.09	16.19	0.006503	1.74	97.28	125.45
1110	131.4	14.83	15.96	16.06	0.003236	2.01	120.11	138.96
1080	131.4	14.71	15.9	15.98	0.001907	1.82	148.44	150.78
1050	131.4	14.68	15.9	15.92	0.00099	1.09	207.77	177.97
1020	131.4	14.57	15.89	15.9	0.000321	0.74	308.53	200
990	131.4	14.46	15.89	15.9	0.000113	0.68	418.67	200
960	131.4	14.36	15.89	15.89	0.000056	0.51	527.27	200
930	131.4	14.23	15.89	15.89	0.000037	0.43	604.92	200
900	131.4	14.15	15.89	15.89	0.000029	0.41	636.4	189.08
863.76	131.4	14.07	15.89	15.89	0.000027	0.4	671.79	202.76
830.33	131.4	14.03	15.89	15.89	0.00003	0.4	647.58	200
810	131.4	14	15.89	15.89	0.00003	0.4	646.84	198.6
780	131.4	13.76	15.89	15.89	0.000035	0.42	613.36	200
750	131.4	13.53	15.88	15.89	0.000052	0.49	538.18	200

Tableau A.3 : Oued Djaken (suite)

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
720	131.4	13.48	15.88	15.88	0.000094	0.62	436.77	200
690	131.4	13.32	15.87	15.88	0.00019	0.78	348.17	200
660	131.4	13.23	15.85	15.87	0.000376	0.95	280.9	194.95
630	131.4	13.19	15.84	15.86	0.000498	0.99	262.9	205.19
600	131.4	13.15	15.81	15.84	0.000681	1.06	232.78	199.35
570	131.4	13.09	15.78	15.81	0.00111	1.17	185.69	171.53
540	131.4	12.96	15.72	15.77	0.001946	1.15	150.11	150.28
524.23	131.4	12.91	15.67	15.72	0.002859	1.04	130.74	133.02
485.12	131.4	12.75	15.48	15.57	0.006066	1.38	98.84	115.62
454.09	131.4	12.6	14.99	15.19	0.021879	1.88	66.16	101.88
420	131.4	12.51	14.74	14.82	0.00557	1.17	100.68	106.76
390	131.4	12.46	14.67	14.72	0.001956	1.12	140.4	124.19
360	131.4	12.36	14.63	14.67	0.001173	1.25	161.26	138.73
330	131.4	12.28	14.59	14.64	0.001126	1.23	168.96	150.27
300	131.4	12.26	14.54	14.6	0.001824	1.34	147.57	158.77
270	131.4	12.13	14.43	14.52	0.002964	1.69	122.98	156.91
240	131.4	12.06	14.15	14.37	0.00849	2.49	80.48	133.22
210	131.4	11.98	13.87	14.05	0.013147	2.25	78.09	135.47
180	131.4	11.97	13.3	13.54	0.021683	2.61	66.8	129.25
150	131.4	11.9	12.68	12.91	0.019502	2.53	66.37	115.33
120	131.4	11.76	12.05	12.29	0.021864	1.92	60.73	98.61
90	131.4	11.75	11.9	11.67	0.019457	1.85	56.86	72.31
60	131.4	11.71	11.8	11.27	0.008507	1.32	76.41	60.74
30	131.4	11.26	11.56	10.81	0.027786		42.45	44.09

Tableau A.5 : Oued ElBey Djaafri 1

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)
1320	16.6	21.93	22.73	22.33	0.000243	1.8	14.65	80.36
1290	16.6	21.84	22.55	22.12	0.000337	1.67	15.84	108.39
1260	16.6	21.42	22.19	21.77	0.000238	1.73	16.33	98.06
1230	16.6	20.96	21.8	21.39	0.000176	1.72	17.16	100.63
1200	16.6	20.41	21.19	20.78	0.000253	1.81	15.41	102.43
1170	16.6	19.89	20.64	20.24	0.000273	1.76	14.24	78.21
1153.8	16.6	19.48	20.3	19.9	0.000281	1.68	13.86	71.8
1110	16.6	19.01	19.89	19.49	0.000225	1.65	14.11	72.46
1080	16.6	18.55	19.43	19.03	0.000245	1.74	13.99	70.57
1050	16.6	18.01	18.88	18.48	0.000234	1.68	14.53	77.75
1020	16.6	17.52	18.02	17.03	0.026067	2.54	6.53	10.17
1000	16.6	16.82	17.2	16.83	0.000591	2.55	6.51	10.15
990	16.6	16.52	16.8	16.41	0.00027	1.84	13.13	61.56
960	16.6	16.21	16.59	16.18	0.000398	1.02	12.69	71.93
900	16.6	16.02	16.32	15.86	0.000105	1.01	16.64	52.11
870	16.6	16	16.32	15.85	0.000046	1	22.46	59.59
840	16.6	15.9	16.31	15.85	0.000055	0.98	23.24	73.93
810	16.6	15.73	16.27	15.84	0.000175	0.16	13.62	74.56
780	16.6	15.6	15.86	15.47	0.000383	0.86	11.29	52.14
750	16.6	15.15	15.69	15.25	0.000261	0.87	13.6	49.34
720	16.6	15.09	15.68	15.24	0.000128	0.85	17.46	53.68
690	16.6	15.02	15.61	15.22	0.000556	0.87	11.11	52.19
660	16.6	14.8	15.4	15	0.000525	0.81	11.86	59.07
630	16.6	14.74	15.1	14.72	0.000502	0.96	11.08	48.16
600	16.6	14.61	14.84	14.51	0.00048	0.82	9.32	29.71
570	16.6	14.2	14.6	14.23	0.000478	0.35	10.22	37.78
540	16.6	13.8	14.43	14.04	0.000508	0.95	11.44	52.74
510	16.6	13.62	14.38	14.01	0.0005	0.9	10.51	42.22
480	16.6	13.34	14.23	13.84	0.0005	0.89	11.17	49.11
450	16.6	13.02	13.9	13.49	0.00054	0.85	12.47	68.57
420	16.6	12.89	13.65	13.16	0.00001	0.23	40.97	71.41
390	16.6	12.85	13.65	13.16	0.000018	0.33	33.86	70.55
360	16.6	12.42	13.56	13.15	0.000434	0.96	12.34	65.81
340	16.6	12.25	13.4	12.9	0	0.17	160.63	194.04
300	16.6	11.99	13.06	12.67	0.000152	1.82	14	61
270	16.6	11.4	12.22	11.87	0.000376	1.6	9.92	35.76
240	16.6	11.31	11.82	11.3	0.000397	0.83	9.03	27.39
210	16.6	11.2	11.62	10.8	0.000389	0.84	8.85	25.42
180	16.6	11.15	11.25	10.27	0.000383	0.82	8.75	24.4
150	16.6	11.09	11.16	9.51	0.000383	0.84	8.63	23.59
120	16.6	10.5	11.08	8.57	0.000381	0.78	8.65	23.62
90	16.6	9.84	10.41	7.6	0.000323	0.93	8.65	23.58
60	16.6	8.94	9.29	7.05	0.000339	0.79	9.52	31.03
30	16.6	6.6	7.12	6.3	0.000546	0.32	9	30.57
10	16.6	5.2	6.32	5.41	0.00038		12.95	75.24

Tableau A.7: Oued Reghaia amont

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
1350	188.8	13.01	16.96	16.97	0.000028	0.3	717.78	200
1320	188.8	14.21	16.95	16.96	0.000126	0.58	481.67	200
1290	188.8	15.22	16.92	16.95	0.000546	0.87	287.89	180.49
1260	188.8	15.57	16.85	16.92	0.002324	1.48	185.93	175.31
1240.96	188.8	15.78	16.65	16.82	0.011543	2.45	116.7	174.84
1214.53	188.8	15.56	16.12	16.36	0.0217	1.88	87.3	148.12
1195	188.8	15.09	15.49	15.83	0.034183	1.71	73.51	109.1
1170	188.8	14.53	14.85	15.08	0.017645	1.1	88.9	102.98
1140	188.8	14.06	14.51	14.69	0.010214	0.64	103.66	103.04
1110	188.8	13.74	14.39	14.49	0.004465	1.03	137.21	115.09
1089.23	188.8	13.8	14.34	14.41	0.002556	0.66	160.96	111.75
1070	188.8	13.81	14.32	14.37	0.001378	0.45	193.33	111.67
1050	188.8	13.49	14.31	14.35	0.000816	0.52	234.47	149.49
1020	188.8	12	13.92	14.26	0.007423	2.8	92.27	151.69
1000	188.8	11.65	13.58	13.91	0.007214	2.77	93.52	152.21
990	188.8	11.03	11.68	11.9	0.009371	2.65	89.27	84.98
971.43	188.8	11.2	11.5	11.66	0.009264	2.63	106.52	90.59
950	188.8	11.11	11.37	11.48	0.005847	1.56	125.29	100.99
930	188.8	10.84	11.27	11.37	0.00485	0.91	132.77	103.31
900	188.8	10.47	11.16	11.25	0.003505	0.91	147.18	107.74
870	188.8	9.86	11.08	11.15	0.002715	1.39	161.54	118.82
840	188.8	9.48	11.01	11.07	0.002148	1.57	180.19	138.35
810	188.8	9.22	10.94	11.01	0.001719	1.68	190.62	149.59
773.9	188.8	9.03	10.92	10.96	0.000884	1.36	249.48	167.44
739.18	188.8	8.95	10.91	10.93	0.000505	1.19	311.03	183.95
712.83	188.8	8.93	10.89	10.92	0.000486	1.21	321.12	192.98
683.84	188.8	8.73	10.89	10.91	0.000316	1.07	367.51	199.4
650.55	188.8	8.65	10.88	10.9	0.000189	0.85	435.74	200
588.59	188.8	8.45	10.87	10.88	0.000312	0.89	367.87	193.13
563.83	188.8	8.4	10.85	10.87	0.000405	0.93	312.78	159.08
480	188.8	8.33	10.82	10.84	0.000366	0.84	305.33	138.78
450	188.8	8.33	10.81	10.83	0.00033	0.9	314.98	142.18
420	188.8	8.02	10.8	10.82	0.000302	0.94	332.91	148.04
390	188.8	8.22	10.78	10.81	0.000524	1.15	285.57	148.04
360	188.8	8.15	10.74	10.79	0.001012	1.48	226.99	141.83
330	188.8	8.35	10.68	10.75	0.001687	1.69	191.51	135.42
300	188.8	8.56	10.59	10.68	0.00306	1.98	157.87	129.3
270	188.8	8.79	10.32	10.51	0.011064	2.8	105.08	119.59
240	188.8	8.66	9.8	10.08	0.018288	3.23	86.35	118.97
210	188.8	8.03	9.23	9.53	0.018531	3.41	85.88	120.17
180	188.8	7.33	8.6	8.94	0.020208	3.81	84.25	124.91
150	188.8	6.23	7.69	8.01	0.022066	3.5	85.25	126.62
120	188.8	5.14	6.74	7.09	0.020974	3.7	86.64	130.71
90	188.8	4.69	6.38	6.53	0.007545	2.39	120.73	131.43
60	188.8	4.68	6.25	6.34	0.004559	1.75	147.74	146.66
30	188.8	4.55	5.89	6.11	0.014999	2.75	101.22	152.6
10	188.8	3.45	5.48	5.83	0.011341		92.11	144.97

Tableau A.8 : Oued Reghaia aval

River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)
1470	218.7	4.7	8.01	8.03	0.000284	0.77	354.56	141.11
1440	218.7	4.7	7.98	8.02	0.000334	1.06	328.41	133.65
1410	218.7	4.7	7.97	8	0.000379	1.13	313.92	130.17
1380	218.7	4.6	7.96	7.99	0.000408	1.19	306.77	130.52
1350	218.7	4.4	7.94	7.98	0.000396	1.22	311.62	135.28
1309.56	218.7	4.21	7.93	7.96	0.000345	1.22	335.62	146.51
1280.22	218.7	4.25	7.92	7.95	0.00035	1.22	356.32	168.76
1254.14	218.7	4.28	7.92	7.94	0.000271	1.07	414.28	189.77
1230	218.7	4.43	7.92	7.93	0.000193	0.9	478.9	201.33
1200	218.7	4.74	7.92	7.93	0.000181	0.82	502.05	210.82
1170	218.7	5.07	7.89	7.92	0.000501	1.26	353.34	191.47
1140	218.7	5.87	7.82	7.89	0.001719	1.79	216.11	145.09
1110	218.7	6.66	7.68	7.8	0.005568	1.66	142.92	114.98
1080	218.7	6.04	7.49	7.63	0.006169	2.38	141.64	126.97
1050	218.7	5.58	6.81	7.28	0.023403	4.21	82.41	98.73
1020	218.7	5.43	6.37	6.61	0.013044	2.53	103	101.99
990	218.7	4.88	6.07	6.27	0.009198	2.53	113.62	102.94
960	218.7	3.84	5.5	5.92	0.01296	3.91	93.13	95.4
930	218.7	3.67	5.26	5.59	0.008182	3.49	114.28	112.04
900	218.7	3.76	5.02	5.29	0.010846	3.4	114.94	126.68
870	218.7	3.4	4.82	5.02	0.006688	2.9	137.92	137.75
840	218.7	2.95	4.7	4.84	0.00519	2.84	150.4	149.34
810	218.7	2.53	4.68	4.73	0.001412	1.73	234.97	160.74
780	218.7	2.13	4.64	4.69	0.000858	1.51	274.74	164.43
750	218.7	1.37	4.62	4.67	0.000576	1.47	307.02	171.6
728.55	218.7	1.1	4.61	4.66	0.000571	1.49	301.25	166.78
690	218.7	1.48	4.59	4.63	0.000596	1.37	304.54	170.52
665.26	218.7	1.87	4.58	4.62	0.000633	1.28	296.22	173.76
630	218.7	2.2	4.55	4.59	0.000736	1.21	274.26	160.38
600	218.7	2.54	4.53	4.57	0.000659	1.05	282.47	158.86
570	218.7	2.64	4.51	4.55	0.000614	0.96	287.39	156.59
540	218.7	2.94	4.47	4.52	0.001156	1.1	220.03	125.63
510	218.7	3.31	4.39	4.47	0.002031	0.93	179.16	106.63
480	218.7	3.47	4.33	4.4	0.001988	0.72	180.58	102.93
450	218.7	3.36	4.25	4.34	0.002432	0.82	171.51	106.84
420	218.7	2.44	4.2	4.27	0.001775	1.37	193.11	119.93
390	218.7	1.48	4.18	4.23	0.000842	1.45	233.21	132.53
360	218.7	1.59	4.14	4.2	0.001003	1.66	229.29	140.07
321.54	218.7	2.27	3.96	4.13	0.004164	2.56	151.47	125.38
287.82	218.7	1.79	3.7	3.97	0.004796	2.96	126.31	117
270	218.7	1.53	3.38	3.83	0.008444	3.7	102.12	110.72
232.39	218.7	1.13	2.99	3.48	0.010068	4.09	98.76	106.04
210	218.7	0.89	2.73	3.22	0.010263	4.08	98.39	107.51
180	218.7	0.63	2.38	2.81	0.009717	3.9	103.91	114.67
150	218.7	0.43	1.84	2.1	0.015416	2.45	97.56	118.3
120	218.7	0.23	1.64	1.8	0.00589	2.59	141.11	136.22
90	218.7	0.14	1.55	1.66	0.003159	1.96	164.05	144.64
60	218.7	0.06	1.47	1.57	0.002863	1.87	176.94	166.53
30	218.7	0.02	1.38	1.47	0.003495	2.04	189.21	186.44
0.99	218.7	0.1	0.95	1.25	0.020924		108.97	180.35

Tableau A.9 : Oued Bradia

River Sta	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)
480	32.1	3.2	3.35	3.42	0.008363	0.47	27.22	60.8
450	32.1	2.95	3.1	3.16	0.009245	0.48	30.42	70.34
420	32.1	2.82	2.97	2.99	0.003272	0.52	43.65	79.69
390	32.1	2.77	2.92	2.93	0.00141	0.35	59.85	93.55
376.59	32.1	2.23	2.9	2.91	0.001322	0.17	62.61	105.5
360	32.1	2.2	2.87	2.89	0.001815	0.22	57.37	111.99
330	32.1	1.81	2.8	2.82	0.002813	0.45	53.28	121.58
300	32.1	1.38	2.57	2.64	0.016198	1.29	27.71	89.4
270	32.1	1.48	1.77	1.92	0.038716	0.34	18.89	67.81
240	32.1	1.06	1.21	1.27	0.010883	0.18	30.01	77
210	32.1	0.82	0.97	1.02	0.006626	0.15	32.99	82.9
180	32.1	0.48	0.73	0.79	0.009017	0.16	31.98	75
150	32.1	0.2	0.61	0.63	0.002984	0.41	49.61	85
750	32.1	8.6	8.75	8.89	0.018569	0.89	19.31	58.19
735.53	32.1	8.38	8.53	8.64	0.015605	0.95	21.41	66.38
720	32.1	8.09	8.24	8.32	0.021016	0.68	25.34	114.71
690	32.1	7.3	7.45	7.57	0.032382	1.84	20.39	81.81
660	32.1	6.25	6.4	6.55	0.031578	1.02	18.74	64.98
630	32.1	5.62	5.77	5.83	0.010702	1.01	27.53	75.53
600	32.1	5.15	5.3	5.39	0.020519	1	24.7	94.24
589.03	32.1	4.92	5.07	5.15	0.019269	0.98	25.6	98.5
570	32.1	4.7	4.85	4.9	0.008545	0.16	31.81	92
540	32.1	4.24	4.39	4.51	0.022219	1.12	21.84	73.75
510	32.1	3.54	3.69	3.83	0.022723	1.11	19.49	56.17
480	32.1	3.2	3.35	3.42	0.008363	0.47	27.22	60.8
450	32.1	2.95	3.1	3.16	0.009245	0.48	30.42	70.34
420	32.1	2.82	2.97	2.99	0.003272	0.52	43.65	79.69
390	32.1	2.77	2.92	2.93	0.00141	0.35	59.85	93.55
376.59	32.1	2.23	2.9	2.91	0.001322	0.17	62.61	105.5
360	32.1	2.2	2.87	2.89	0.001815	0.22	57.37	111.99
330	32.1	1.81	2.8	2.82	0.002813	0.45	53.28	121.58
300	32.1	1.38	2.57	2.64	0.016198	1.29	27.71	89.4
270	32.1	1.48	1.77	1.92	0.038716	0.34	18.89	67.81
240	32.1	1.06	1.21	1.27	0.010883	0.18	30.01	77
210	32.1	0.82	0.97	1.02	0.006626	0.15	32.99	82.9
180	32.1	0.48	0.73	0.79	0.009017	0.16	31.98	75
150	32.1	0.2	0.61	0.63	0.002984	0.41	49.61	85

Tableau A.10 : Volume du bassin de retenue pour $Q_s = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

temps écoulé	Pluie nette issue de Hec Hms	intensité de projet	Hydrogramme entrant	Volume	$Q_{\text{sortie}} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$		
					Hydrogramme sortant	Volume d'eau évacuée	Volume à stocker
[min]	[mm]	[mm/h]	[m3/s]	m3	[m3/s]	[m3]	[m3]
0	0	0	0.00		1		
15	1.04	4.16	3.61	1622.4	1	900	722.4
30	1.1	4.4	3.81	3338.4	1	900	3160.8
45	1.18	4.72	4.09	3556.8	1	900	5817.6
60	1.26	5.04	4.37	3806.4	1	900	8724
75	1.37	5.48	4.75	4102.8	1	900	11926.8
90	1.49	5.96	5.17	4461.6	1	900	15488.4
105	1.67	6.68	5.79	4929.6	1	900	19518
120	1.89	7.56	6.55	5553.6	1	900	24171.6
135	2.23	8.92	7.73	6427.2	1	900	29698.8
150	2.73	10.92	9.46	7737.6	1	900	36536.4
165	3.41	13.64	11.82	9578.4	1	900	45214.8
180	6.82	27.28	23.64	15958.8	1	900	60273.6
195	23.12	92.48	80.15	46706.4	1	900	106080
210	4.28	17.12	14.84	42744	1	900	147924
225	3.1	12.4	10.75	11512.8	1	900	158536.8
240	2.45	9.8	8.49	8658	1	900	166294.8
255	2.04	8.16	7.07	7004.4	1	900	172399.2
270	1.78	7.12	6.17	5959.2	1	900	177458.4
285	1.57	6.28	5.44	5226	1	900	181784.4
300	1.43	5.72	4.96	4680	1	900	185564.4
315	1.31	5.24	4.54	4274.4	1	900	188938.8
330	1.22	4.88	4.23	3946.8	1	900	191985.6
345	1.14	4.56	3.95	3681.6	1	900	194767.2
360	1.07	4.28	3.71	3447.6	1	900	197314.8

Tableau A.11 : Volume du bassin de retenue pour $Q_s = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$

temps écoulé	Pluie nette issue de Hec Hms	intensité de projet	Hydrogramme entrant	Volume	$Q_{\text{sortie}} = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$		
					Hydrogramme sortant	Volume d'eau évacuée	Volume à stocker
[min]	[mm]	[mm/h]	[m3/s]	m3	[m3/s]	[m3]	[m3]
0	0	0	0.00		1.5		
15	1.04	4.16	3.61	1622.4	1.5	1350	272.4
30	1.1	4.4	3.81	3338.4	1.5	1350	2260.8
45	1.18	4.72	4.09	3556.8	1.5	1350	4467.6
60	1.26	5.04	4.37	3806.4	1.5	1350	6924
75	1.37	5.48	4.75	4102.8	1.5	1350	9676.8
90	1.49	5.96	5.17	4461.6	1.5	1350	12788.4
105	1.67	6.68	5.79	4929.6	1.5	1350	16368
120	1.89	7.56	6.55	5553.6	1.5	1350	20571.6
135	2.23	8.92	7.73	6427.2	1.5	1350	25648.8
150	2.73	10.92	9.46	7737.6	1.5	1350	32036.4
165	3.41	13.64	11.82	9578.4	1.5	1350	40264.8
180	6.82	27.28	23.64	15958.8	1.5	1350	54873.6
195	23.12	92.48	80.15	46706.4	1.5	1350	100230
210	4.28	17.12	14.84	42744	1.5	1350	141624
225	3.1	12.4	10.75	11512.8	1.5	1350	151786.8
240	2.45	9.8	8.49	8658	1.5	1350	159094.8
255	2.04	8.16	7.07	7004.4	1.5	1350	164749.2
270	1.78	7.12	6.17	5959.2	1.5	1350	169358.4
285	1.57	6.28	5.44	5226	1.5	1350	173234.4
300	1.43	5.72	4.96	4680	1.5	1350	176564.4
315	1.31	5.24	4.54	4274.4	1.5	1350	179488.8
330	1.22	4.88	4.23	3946.8	1.5	1350	182085.6
345	1.14	4.56	3.95	3681.6	1.5	1350	184417.2
360	1.07	4.28	3.71	3447.6	1.5	1350	186514.8

Tableau A.12 : Volume du bassin de retenue pour $Q_s = 2 \text{ m}^3/\text{s}$

temps écoulé	Pluie nette issue de Hec Hms	intensité de projet	Hydrogramme entrant	Volume	$Q_{\text{sortie}} = 2 \text{ m}^3/\text{s}$		
					Hydrogramme sortant	Volume d'eau évacuée	Volume à stocker
[min]	[mm]	[mm/h]	[m3/s]	m3	[m3/s]	[m3]	[m3]
0	0	0	0.00		2		
15	1.04	4.16	3.61	1622.4	2	1800	-177.6
30	1.1	4.4	3.81	3338.4	2	1800	1360.8
45	1.18	4.72	4.09	3556.8	2	1800	3117.6
60	1.26	5.04	4.37	3806.4	2	1800	5124
75	1.37	5.48	4.75	4102.8	2	1800	7426.8
90	1.49	5.96	5.17	4461.6	2	1800	10088.4
105	1.67	6.68	5.79	4929.6	2	1800	13218
120	1.89	7.56	6.55	5553.6	2	1800	16971.6
135	2.23	8.92	7.73	6427.2	2	1800	21598.8
150	2.73	10.92	9.46	7737.6	2	1800	27536.4
165	3.41	13.64	11.82	9578.4	2	1800	35314.8
180	6.82	27.28	23.64	15958.8	2	1800	49473.6
195	23.12	92.48	80.15	46706.4	2	1800	94380
210	4.28	17.12	14.84	42744	2	1800	135324
225	3.1	12.4	10.75	11512.8	2	1800	145036.8
240	2.45	9.8	8.49	8658	2	1800	151894.8
255	2.04	8.16	7.07	7004.4	2	1800	157099.2
270	1.78	7.12	6.17	5959.2	2	1800	161258.4
285	1.57	6.28	5.44	5226	2	1800	164684.4
300	1.43	5.72	4.96	4680	2	1800	167564.4
315	1.31	5.24	4.54	4274.4	2	1800	170038.8
330	1.22	4.88	4.23	3946.8	2	1800	172185.6
345	1.14	4.56	3.95	3681.6	2	1800	174067.2
360	1.07	4.28	3.71	3447.6	2	1800	175714.8

Tableau A.13 : Volume du bassin de retenue pour $Q_s = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$

temps écoulé	Pluie nette issue de Hec Hms	intensité de projet	Hydrogramme entrant	Volume	$Q_{\text{sortie}} = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$		
					Hydrogramme sortant	Volume d'eau évacuée	Volume à stocker
[min]	[mm]	[mm/h]	[m3/s]	m3	[m3/s]	[m3]	[m3]
0	0	0	0.00		2.5		
15	1.04	4.16	3.61	1622.4	2.5	2250	-627.6
30	1.1	4.4	3.81	3338.4	2.5	2250	460.8
45	1.18	4.72	4.09	3556.8	2.5	2250	1767.6
60	1.26	5.04	4.37	3806.4	2.5	2250	3324
75	1.37	5.48	4.75	4102.8	2.5	2250	5176.8
90	1.49	5.96	5.17	4461.6	2.5	2250	7388.4
105	1.67	6.68	5.79	4929.6	2.5	2250	10068
120	1.89	7.56	6.55	5553.6	2.5	2250	13371.6
135	2.23	8.92	7.73	6427.2	2.5	2250	17548.8
150	2.73	10.92	9.46	7737.6	2.5	2250	23036.4
165	3.41	13.64	11.82	9578.4	2.5	2250	30364.8
180	6.82	27.28	23.64	15958.8	2.5	2250	44073.6
195	23.12	92.48	80.15	46706.4	2.5	2250	88530
210	4.28	17.12	14.84	42744	2.5	2250	129024
225	3.1	12.4	10.75	11512.8	2.5	2250	138286.8
240	2.45	9.8	8.49	8658	2.5	2250	144694.8
255	2.04	8.16	7.07	7004.4	2.5	2250	149449.2
270	1.78	7.12	6.17	5959.2	2.5	2250	153158.4
285	1.57	6.28	5.44	5226	2.5	2250	156134.4
300	1.43	5.72	4.96	4680	2.5	2250	158564.4
315	1.31	5.24	4.54	4274.4	2.5	2250	160588.8
330	1.22	4.88	4.23	3946.8	2.5	2250	162285.6
345	1.14	4.56	3.95	3681.6	2.5	2250	163717.2
360	1.07	4.28	3.71	3447.6	2.5	2250	164914.8

Tableau A.14 : Volume du bassin de retenue pour $Q_s = 5 \text{ m}^3/\text{s}$

temps écoulé	Pluie nette issue de Hec Hms	intensité de projet	Hydrogramme entrant	Volume	$Q_{\text{sortie}} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$		
					Hydrogramme sortant	Volume d'eau évacuée	Volume à stocker
[min]	[mm]	[mm/h]	[m3/s]	m3	[m3/s]	[m3]	[m3]
0	0	0	0.00		5		
15	1.04	4.16	3.61	1622.4	5	4500	-2877.6
30	1.1	4.4	3.81	3338.4	5	4500	-4039.2
45	1.18	4.72	4.09	3556.8	5	4500	-4982.4
60	1.26	5.04	4.37	3806.4	5	4500	-5676
75	1.37	5.48	4.75	4102.8	5	4500	-6073.2
90	1.49	5.96	5.17	4461.6	5	4500	-6111.6
105	1.67	6.68	5.79	4929.6	5	4500	-5682
120	1.89	7.56	6.55	5553.6	5	4500	-4628.4
135	2.23	8.92	7.73	6427.2	5	4500	-2701.2
150	2.73	10.92	9.46	7737.6	5	4500	536.4
165	3.41	13.64	11.82	9578.4	5	4500	5614.8
180	6.82	27.28	23.64	15958.8	5	4500	17073.6
195	23.12	92.48	80.15	46706.4	5	4500	59280
210	4.28	17.12	14.84	42744	5	4500	97524
225	3.1	12.4	10.75	11512.8	5	4500	104536.8
240	2.45	9.8	8.49	8658	5	4500	108694.8
255	2.04	8.16	7.07	7004.4	5	4500	111199.2
270	1.78	7.12	6.17	5959.2	5	4500	112658.4
285	1.57	6.28	5.44	5226	5	4500	113384.4
300	1.43	5.72	4.96	4680	5	4500	113564.4
315	1.31	5.24	4.54	4274.4	5	4500	113338.8
330	1.22	4.88	4.23	3946.8	5	4500	112785.6
345	1.14	4.56	3.95	3681.6	5	4500	111967.2
360	1.07	4.28	3.71	3447.6	5	4500	110914.8

A.4. Tables du CN (Hydrologic analysis and design, McCuen) :

TABLE 3-18 Runoff Curve Numbers (average watershed condition, $I_a = 0.2S$)

Land Use Description	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group					
	A	B	C	D		
Fully developed urban areas ^a (vegetation established)						
Lawns, open spaces, parks, golf courses, cemeteries, etc.						
Good condition; grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80		
Fair condition; grass cover on 50% to 75% of the area	49	69	79	84		
Poor condition; grass cover on 50% or less of the area	68	79	86	89		
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.	98	98	98	98		
Streets and roads						
Paved with curbs and storm sewers	98	98	98	98		
Gravel	76	85	89	91		
Dirt	72	82	87	89		
Paved with open ditches	83	89	92	93		
	Average % impervious ^b					
Commercial and business areas	85	89	92	94		
Industrial districts	72	81	88	91		
Row houses, town houses, and residential with lots sizes 1/8 acre or less	65	77	85	90		
Residential: average lot size						
1/4 acre	38	61	75	83		
1/3 acre	30	57	72	81		
1/2 acre	25	54	70	80		
1 acre	20	51	68	79		
2 acre	12	46	65	77		
Developing urban areas ^c (no vegetation established)						
Newly graded area	77	86	91	94		
Western desert urban areas						
Natural desert landscaping (pervious area only) ^f	63	77	85	88		
Artificial desert landscaping	96	96	96	96		
		Curve Numbers for Hydrologic Soil Group				
Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	A	B	C	D
Cultivated agricultural land						
Fallow	Straight row or bare soil		77	86	91	94
	Conservation tillage	Poor	76	85	90	93
	Conservation tillage	Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89
	Conservation tillage	Poor	71	80	87	90
	Conservation tillage	Good	64	75	82	85
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured and conservation tillage	Poor	69	78	83	87
	conservation tillage	Good	64	74	81	85

(continued)

TABLE 3-18 Runoff Curve Numbers (average watershed condition, $I_a = 0.2S$) (Continued)

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Small grain	Contoured and terraces	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraces	Good	62	71	78	81
	Contoured and terraces	Poor	65	73	79	81
	and conservation tillage	Good	61	70	77	80
	Straight row	Poor	65	76	84	88
	Straight row	Good	63	75	83	87
	Conservation tillage	Poor	64	75	83	86
	Conservation tillage	Good	60	72	80	84
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured	Good	61	73	81	84
	Contoured and conservation tillage	Poor	62	73	81	84
	and terraces	Good	60	72	80	83
	Contoured and terraces	Poor	61	72	79	82
	Contoured and terraces	Good	59	70	78	81
	Contoured and terraces and conservation tillage	Poor	60	71	78	81
Good	58	69	77	80		
Close-seeded legumes rotations meadows ^e	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured and terraces	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraces	Good	51	67	76	80
Noncultivated agricultural land Pasture or range	No mechanical treatment	Poor	68	79	86	89
	No mechanical treatment	Fair	49	69	79	84
	No mechanical treatment	Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
	Meadow	—	30	58	71	78
Forestland—grass or orchards—evergreen deciduous		Poor	55	73	82	86
		Fair	44	65	76	82
		Good	32	58	72	79
Brush		Poor	48	67	77	83
		Fair	35	56	70	77
		Good	30	48	65	73
Woods		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads	—	59	74	82	86	
Forest-range Herbaceous		Poor	^g	80	87	93
		Fair		71	81	89
		Good		62	74	85
Oak-aspen		Poor		66	74	79
		Fair		48	57	63
		Good		30	41	48

TABLE 3–18 Runoff Curve Numbers (average watershed condition, $I_a = 0.2S$) (Continued)

Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Juniper		Poor	^g	75	85	89
		Fair		58	73	80
		Good		41	61	71
Sage-grass		Poor		67	80	85
		Fair		51	63	70
		Good		35	47	55

^aFor land uses with impervious areas, curve numbers are computed assuming that 100% of runoff from impervious areas is directly connected to the drainage system. Pervious areas (lawn) are considered to be equivalent to lawns in good condition. The impervious areas have a *CN* of 98.

^bIncludes paved streets.

^cUse for the design of temporary measures during grading and construction. Impervious area percent for urban areas under development vary considerably. The user will determine the percent impervious. Then using the newly graded area *CN*, the composite *CN* can be computed for any degree of development.

^dFor conservation tillage poor hydrologic condition, 5 to 20% of the surface is covered with residue (less than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain). For conservation tillage good hydrologic condition, more than 20% of the surface is covered with residue (greater than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain).

^eClose-drilled or broadcast.

For noncultivated agricultural land:

Poor hydrologic condition has less than 25% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 25 and 50% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 50% ground cover density.

For forest-range:

Poor hydrologic condition has less than 30% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 30 and 70% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 70% ground cover density.

^fComposite *CN*'s for natural desert landscaping should be computed using Figure 3–21 based on the impervious area percentage (*CN* = 98) and the pervious area *CN*. The pervious area *CN*'s are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

^gCurve numbers for group A have been developed only for desert shrub.