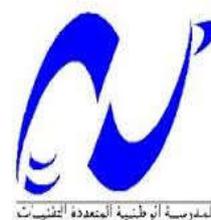


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique
Département Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Thème :

**Détermination des zones inondables via
HEC-RAS en vu de la protection de la
ville de Biskra**

Etudié Par :

SEDDIKI Housseem-Eddine

Dirigé par :

Pr. A. BERMAD

Composition du Jury :

Président	Mr. A. BILEK	Docteur	(ENP)
Promoteur	Mr. A. BERMAD	Professeur	(ENP)
Examineur	Mr. A. LEFKIR	Docteur	(ENSTP)
	Mr. M. AMIRECHE	MAA	(Université. Oum el Bouaghi)

ENP (2016)

DÉDICACES

Au plus beau cadeau qu'offre dieu dans ma vie, merci de m'avoir donné assez de force pour affronter les difficultés que j'ai subit, merci d'avoir illuminé mon chemin d'étude.

A mes très chers parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

A ma très chère sœur Barkouka.

A toute ma famille.

A toutes mes proches et amies.

A Mido, Boka, Mls, Hajd, P'ti, Hichem et Rahma pour leurs agréable compagnie pendant toutes les trois ans.

A toute la promotion 2015/2016.

Je dédie ce modeste travail.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

*Je tiens à adresser en premier lieu mes remerciements à mon promoteur **Pr. BERMAD Abdelmalek**, qui n'a pas hésité à m'encadrer et me suivre dans ce projet, et qui m'a accordé de son temps, de son savoir et de ses conseils.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire et spécialement **Mr A. LEFKIR** et **Mme A. HAMRICHE**.*

*A celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à nos côtés afin de nous soutenir, nous aider et nous encourager et particulièrement **Mr T. Chibane** et **Mr O. Khrif**.*

Nos remerciements les plus chaleureux vont également à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Nous exprimons nos vifs remerciements aux membres de Jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce mémoire de fin d'étude.

Merci à tout le monde...

المخلص

أصبحت الفيضانات في المناطق الحضرية مسألة موضوعية والهم اليومي للحكومات وأصحاب المصالح الآخرين. في هذا السياق، تمت دراسة منطقة حضرية معرضة للفيضانات في ولاية بسكرة التي يعبرها واد بسكرة. نمذجة فيضان مئوي لهذا الواد من الأمطار التاريخية وإنشاء هيدروغرام للمدخل الموافق، ومن خلال رمز الحساب العددي HEC-RAS. هذا الأخير يحل معادلات سان فينانت ويسمح بتحديد المناطق الحضرية المعرضة للفيضانات في منطقة الدراسة.

الكلمات الرئيسية: الفيضانات، هيدروغرام، المحاكاة، سان فينانت، HEC-RAS، الفيضان في المناطق الحضرية.

Résumé

Les inondations urbaines sont devenues une question d'actualité et une préoccupation quotidienne des gouvernants et autres acteurs. Dans ce contexte, une zone sujette à inondation urbanisée située dans Biskra traversée par Oued Biskra à été étudiée. La génération d'une crue centennale de cet Oued à partir d'un historique de pluviométrie et la construction d'un hydrogramme d'entrée correspondant ; a été introduit a travers du code de calcul numérique HEC-RAS. Ce dernier résout les équations de Saint Venant et permis de délimiter les zones inondables urbaines de la zone étudiée.

Mots clés : Crue, hydrogramme, Simulation, HEC-RAS, Saint-Venant, Zone inondable urbaine.

Abstract

Urban floods are currently one of the most important hydraulic issues both for the government and water actors. In this context, a sensitive floodable zone crossed by "Oued Biskra" will be studied. The generation of a centennial flood based on the historic of the region and the construction of a corresponding hydrograph will be introduced through the numerical calculi code HEC-RAS which will allow solving «Saint-Venant» equations and delimiting urban floodable zones of the studied region.

Key words: Flood, hydrogram, HEC-RAS, Saint-Venant, Simulation, Floodable zone.

Sommaire

Introduction Générale.....15

I. Généralités sur les inondations

I.1. Introduction.....16

I.2. Définitions.....16

I.3. Les types des inondations.....17

I.3.1. Par débordement direct.....17

I.3.2. Par débordement indirect.....17

I.3.3. Par stagnation d'eaux pluviales.....17

I.5. Différentes causes des inondations.....17

I.6. Conséquences des inondations.....18

I.6.1. Les dégâts matériels.....18

I.6.2. Les dégâts humains.....18

I.7. Exemples des inondations.....19

I.7.1. Dans le monde.....19

I.7.2. En l'Algérie.....19

I.7.3. Dans la ville de Biskra.....20

I.8. Conclusion.....20

II. Collecte et Critique des données

II.1. Introduction.....21

II.2. Collecte des données.....21

II.3. Critique des données.....22

II.3.1. Comblement des lacunes d'observation.....23

II.3.1.1. Calcul de la moyenne mensuelle interannuelle.....23

II.3.1.2. Simulation à partir de la fonction de répartition.....23

II.3.1.3. Comblement des observations hydrométriques.....24

II.3.1.4. Comblement des observations pluviométriques.....	24
II.3.2. Détection des valeurs singulières.....	25
II.3.3. Test d'indépendance.....	27
II.3.4. Test d'homogénéité.....	30
II.4. Conclusion.....	31

III. Etude Hydrologique

III.1. Introduction.....	32
III.2. Etude du bassin versant.....	32
III.2.1. C'est quoi un bassin versant.....	32
III.2.2. Les caractéristiques du bassin versant.....	32
III.2.2.1. Les caractéristiques géométriques.....	32
III.2.2.1.1. Surface.....	33
III.2.2.1.2. Périmètre.....	34
III.2.2.2. Les caractéristiques morphométriques.....	34
III.2.2.2.1. La Forme.....	34
III.2.2.2.1.1. Indice de compacit.....	34
III.2.2.2.1.1. Rectangle équivalent.....	35
III.2.2.2.2. Les altitudes caractéristiques.....	36
III.2.2.2.2.1. La répartition altimétrique.....	36
III.2.2.2.2.2. Les courbes hypsométriques.....	38
III.2.2.2.2.3. Les altitudes Max et Min.....	39
III.2.2.2.2.4. L'altitudes Moyenne.....	39
III.2.2.2.3. Les pentes.....	40
III.2.2.2.3.1. Pente Moyenne.....	40
III.2.2.2.3.2. Indice de pente globale.....	41
III.2.3. Réseau hydrographique.....	43
III.2.3.1. Densité de drainage.....	44

III.2.3.2.Pente moyenne de cours d'eau.....	44
III.1.3.3.Temps de concentration.....	45
III.3. Etude des précipitations.....	48
III.3.1.Analyse des pluies moyenne annuelles.....	48
III.3.1.1.La moyenne arithmétique.....	48
III.3.1.2.Méthode de Thiessen.....	48
III.3.1.3.Distribution statistique des pluies annuelles.....	50
III.3.2.Pluies journalière Max.....	54
III.3.2.1.Distribution statistique pluies journalière Max.....	54
III.3.3.Courbes IDF.....	57
III.4. Etude des Crues.....	62
III.4.1.Evaluation des débits de Crue.....	62
III.4.1.1.Formule empiriques.....	62
III.4.1.1.1.Formule Turazza.....	62
III.4.1.1.2.Formule Mallet et Gauthier.....	63
III.4.1.1.3.Formule Possenti.....	63
III.4.1.2.Méthode statistique.....	64
III.4.1.3.Méthode Gradex.....	66
III.4.1.4 Méthode de SCS.....	68
III.4.2.Comparaison des résultats et conclusion.....	70
III.4.3.Hydrogramme des crues.....	71
III.5.Transport Solide.....	78
III.5.1.Formule Tixeront.....	78
III.5.2.Formule Sogreah.....	78
III.6.Conclusion.....	79
 IV. Modèles mathématiques des écoulements à surface libre	
IV.1. Introduction.....	80

IV.2. Modélisation.....	80
IV.2.1. Etablissement des équations de Saint-Venant	80
IV.2.2. Etablissement du système Barré de Saint Venant.....	83
IV.2.3. Modèles simplifiés.....	85
IV.3. Résolution numérique des équations de Saint-Venant	88
IV.3.1. Méthode des caractéristiques	88
IV.3.2. Méthodes par différences finies.....	88
IV.3.3. Méthodes des éléments finis	89
IV.3.4. Méthodes des volumes finis	89
IV.4. Conclusion.....	89
V. Simulation de la crue centennale par HEC-RAS	
V.1. Introduction.....	90
V.2. Présentation du logiciel HEC-RAS.....	90
V.2.1. Définition.....	90
V.2.2. Création du modèle de la rivière.....	90
V.2.3 .Les principes de calcul.....	91
V.2.3.1. Étude stationnaire.....	91
V.2.3.2. Étude instationnaire.....	92
V.3. Les Données principales pour la simulation.....	93
V.3.1. Levé topographique.....	93
V.3.2. Profil en long.....	93
V.3.3. Profils en travers.....	93
V.3.4. La rugosité.....	93
V.4. Simulation hydraulique de l'oued de Biskra.....	94
V.5. Résultats de la simulation hydraulique par le logiciel HEC-RAS.....	95

V.6. Conclusion.....	98
Conclusion Générale	99
Références bibliographiques.....	100
Annexes.....	.101

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Présentation des stations hydrométriques.....	21
Tableau II.2 : Présentation des stations pluviométriques.....	21
Tableau II.3 : Comblement par Simulation les observations hydrométriques.....	24
Tableau II.4 : Comblement par la moyenne mensuelle interannuelle.....	24
Tableau II.5 : Résultats du test de Grubbs et Beck.....	26
Tableau II.6 : Résultats de test d'indépendance de Wald-Wolf witz.....	27
Tableau II.7 : Résultats de test d'indépendance de Wald-Wolf witz.....	27
Tableau II.8 : Résultats de test <i>d'homogénéitéde Student</i>	28
Tableau III.1 : Surface du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins.....	34
Tableau III.2 : Périmètre du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins.....	34
Tableau III.3 : Indice de compacité du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins....	35
Tableau III.4 : Rectangle équivalent du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins...	36
Tableau III.5 : La répartition altimétrique du sous bassin versant d'oued El Hai.....	36
Tableau III.6 : La répartition altimétrique du sous bassin versant d'oued Djemoura.....	37
Tableau III.7 : La répartition altimétrique du sous bassin versant d'oued Biskra compl.....	37
Tableau III.8 : La répartition altimétrique du bassin versant d'oued Biskra.....	38
Tableau III.9 : Les altitudes maximale et minimale du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins.....	39
Tableau III.10 : L'altitude moyenne du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins..	40
Tableau III.11 : Pente moyenne du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassin.....	40
Tableau III.12 : Indice de pente globale du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins.....	41
Tableau III.13 :Tableau récapitulatif des résultats.....	42
Tableau III.14 :La longueur totale des cours d'eau et cours d'eau principale.....	43
Tableau III.15 : Densité de drainage du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins..	44
Tableau III.16 : Pente moyenne du cours d'eau du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins.....	45
Tableau III.17 :Temps de concentration du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins.....	46
Tableau III.18 :Tableau récapitulatif des résultats du réseau hydrographique.....	47
Tableau III.19 : Pluie moyenne annuelle du bassin versant d'oued Biskra.....	48
Tableau III.20 : Pluie moyenne annuelle du bassin versant d'oued Biskra.....	50

Tableau III.21 : le teste de khi deux et l'intervalle de confiance.....	53
Tableau III.22 :Précipitations annuelles fréquentielles en (mm).....	53
Tableau III.23 : Pluies journalière maximales fréquentielles en (mm).....	56
Tableau III.24 : Pluies journalière maximales fréquentielles en (mm) pour chaque sous bassin.....	56
Tableau III.25 :Valeurs de l'exposant climatique.....	57
Tableau III.26 :Pluie de courte durée pour les sous bassins.....	58
Tableau III.27 :Intensité de courte durée pour les sous bassins.....	60
Tableau III.28 : Les débits max par la formule de Turazza.....	62
Tableau III.29 : Les débits max par Formule de Mallet et Gauthier.....	63
Tableau III.30 : Les débits max par Formule dePossenti.....	64
Tableau III.31 : Durée de récurrence des débits journaliers maximaux annuels.....	65
Tableau III.32 : Débits de crues pour le bassin de l'oued Biskra complémentaire.....	66
Tableau III.33 : Les débits max par la méthode de Gradex.....	67
Tableau III.34 : Les débits max par la méthode de SCS.....	69
Tableau III.35 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquents par les différentes méthodes.....	70

Liste des figures

Figure I.1 : Lit mineur et lit majeur d'une rivière.....	16
Figure I.2 : Les dégâts matériels d'une inondation.....	18
Figure II.1 : Localisation des stations pluviométriques recueillis.....	22
Figure II.2 : Test de double cumul Biskra – Batna.....	29
Figure II.3 : Test de double cumul Biskra – El kantara.....	29
Figure II.4 : Test de double cumul Biskra –Djemoura.....	30
Figure II.5 : Test de double cumul Biskra –Bouzina.....	30
Figure III.1 : Bassin versant de l'oued Biskra.....	33
Figure III.2 : Différentes formes de bassin versant et indices de compacité de Gravelius correspondants.....	35
Figure III.3 : Courbes hypsométriques du Bassin Versant de l'Oued Biskra et leur sous bassins (El Hai, Djemoura, Biskra Compl).....	38
Figure III.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant de l'oued Biskra et leur sous bassins.....	43
Figure III.5 : Découpage de la surface de bassin versant oued Biskra.....	49
Figure III.6 : Ajustement des précipitations annuelles station Biskra à la loi normale.....	50
Figure III.7 : Ajustement des précipitations annuelles station Batna à la loi normale.....	51
Figure III.8 : Ajustement des précipitations annuelles station El kantara à la loi normale....	51
Figure III.9 : Ajustement des précipitations annuelles station Djemoura à la loi normale....	52
Figure III.10 :Ajustement des précipitations annuelles station Bouzina à la loi normale....	52
Figure III.11 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Biskra à la loi Gumbel.....	54
Figure III.12 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Batna à la loi Gumbel.....	54
Figure III.13 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Djemoura à la loi Gumbel.....	55
Figure III.14 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Bouzina à la loi Gumbel.....	56
Figure III.15 : Courbes Hauteur – Durée – Fréquence.....	59
Figure III.16 : Courbes Hauteur – Durée – Fréquence.....	59
Figure III.17 : Courbes Hauteur – Durée – Fréquence.....	59
Figure III.18 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence Oued Biskra Compl.....	61

Figure III.19 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence Oued El Hai.....	61
Figure III.20 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence Oued Djemoura.....	61
Figure III.21 : Ajustement des Débits maximales station Djemoura à la loi Gumbel.....	64
Figure III.22 : Ajustement des Débits maximales station El kantara à la loi Gumbel.....	65
Figure III.23 : Méthode de Gradex.....	67
Figure III.24 : Hydrogramme de crue Oued El Hai.....	73
Figure III.25 : Hydrogramme de crue Oued Djemoura.....	74
Figure III.26 : Hydrogramme de crue Oued Biskra Complémentaire.....	75
Figure III.27 : Hydrogramme de crue Oued Biskra.....	77
Figure V.1 : Modèle d'une rivière	80
Figure V.2 : Présentation de l'équation de la conservation de la charge hydraulique.....	81
Figure V.3 : Le tracer de l'oued et les sections en travers.....	94
Figure V.4 : Le profil pour une section en travers 115.....	95
Figure V.5 : Interface graphique du logiciel HEC-RAS après la saisie de toutes les données.....	95
Figure V.6 : Les profils des sections en travers après la simulation (100 - 108).....	96
Figure V.7 : Profil en long après la simulation à l'état naturel.....	97
Figure V.8 : Perspective de l'oued a l'état naturel.....	97
Figure V.9 : profil général de la vitesse pour la simulation a l'état naturel.....	98

Introduction Générale

Introduction Générale

En Algérie, le risque d'inondation est parmi les défis majeurs qu'affrontent les agglomérations Algériennes situées aux pieds des versants dans les basses plaines ; aux embouchures des oueds.

L'inondation est une submersion (rapide ou lente) susceptible d'affecter de vastes surfaces naturelles et urbaines, elle correspond au débordement des eaux lors d'une crue. Par définition, une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est décrite par trois paramètres : la hauteur, le débit et la vitesse du courant.

Les crues se produisent lorsque le sol et la végétation ne peuvent pas assimiler toute l'eau de ruissellement et provoquent une élévation du lit du cours d'eau. Le plus souvent, celui-ci ne déborde pas, mais l'eau ruisselle parfois dans des quantités qui ne peuvent être transportées dans les lits des cours d'eau, ni retenues dans les bassins naturels ou artificiels.

Le cours d'eau déborde et il se produit alors une inondation. Les inondations subites, qui peuvent survenir en automne dans les régions méditerranéennes sont généralement dues à des précipitations intenses sur une zone relativement réduite, les pratiques agricoles intensives diminuent la capacité du terrain à retenir l'eau et augmente le ruissellement.

L'homme a aggravé les inondations en dégradant le milieu naturel au tour de certains cours d'eau (l'imperméabilisation du bassin versant). Il est bien connu que l'imperméabilisation du sol par les bâtiments et les infrastructures a pour effet d'accroître les coefficients de ruissellement et donc d'accélérer les écoulements des eaux et d'aggraver les débits reçus à l'aval; à ces conditions, l'incapacité des réseaux d'assainissement est considérée comme l'un des causes de ce phénomène.

L'impact de ces inondations reste relativement local, et le nombre de victimes est généralement limité, mais très variable en raison de la densité des habitations, de sa localisation et de type de construction adopté.

L'étude de ces phénomènes est une tâche délicate et dépend d'un certain nombre de paramètres considérés comme aléatoires. Parmi ceux-ci les précipitations et les débits qui déterminent le plus l'évolution hydrologique de ces phénomènes.

La ville de Biskra située au pied du versant méridional du massif de l'Aurès, au Nord-est de l'Algérie connaît ce type de risque depuis plusieurs années, une succession d'épisodes pluvieuse exceptionnelle se traduit par des crues et des inondations. Les victimes et les dégâts ont été parfois catastrophiques, il s'agira donc dans cette étude d'essayer de caractériser le bassin versant de cette ville ; parce qu'on ne peut traiter les problèmes des crues à la ville, qu'en ayant une vision globale des caractéristiques de son bassin qui est le bassin versant de l'oued Biskra, et après essayer de simuler la crue centennale par un logiciel HEC-RAS pour évalue l'hauteur d'eau et savoir les débordements de cet oued.

I.1 Introduction

Les inondations font partie des catastrophes naturelles les plus dangereuses dans le monde.

Les crues inondantes constituent un risque engendré par l'accroissement démesuré de ces entités urbaines sans infrastructures convenables en matière d'assainissement et de protection contre ce risque.

La ville de Biskra a souvent été le théâtre d'inondation assez grave. Les inondations qui affectent régulièrement les grands organismes sont très différentes, à la fois par leur genèse, par leur propagation et par l'espace qu'elles affectent.

I.2 Définitions

L'inondation [10]

L'inondation peut être définie comme étant une submersion temporaire, naturelle ou artificielle d'un espace terrestre. Elle correspond à la submersion de terrains à la suite d'épisodes pluvieux importants.

Ces fortes pluies engendrent une crue, On distingue deux grands types de crues :

Les crues océaniques : sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges.

Les crues torrentielles : résultent des précipitations de type orageux. Elles durent entre quelques heures et deux journées, et se produisent très vite après les pluies.

Un cours d'eau présente :

- ✓ **Le lit mineur** où les eaux sont en permanence.
- ✓ **Le lit majeur** qui est l'espace occupé par un cours d'eau lors d'une inondation.

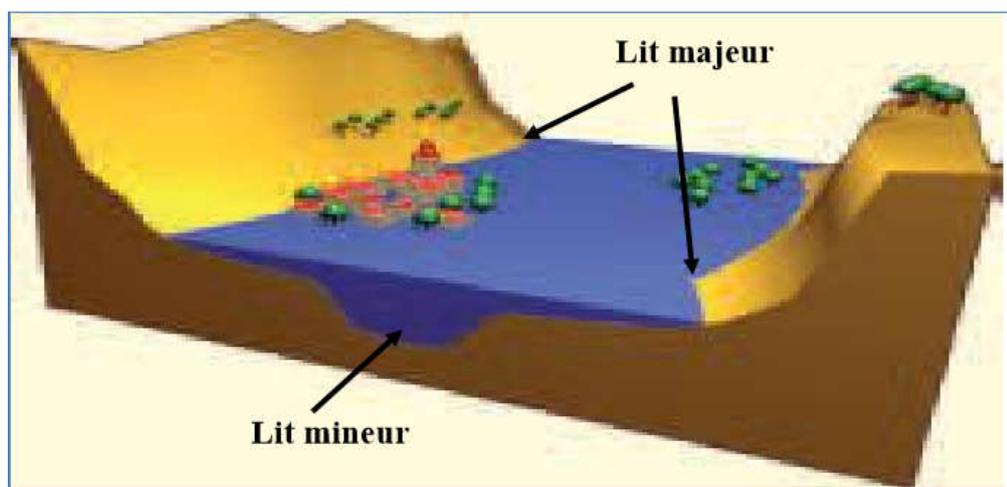


Figure I.1 : Lit mineur et lit majeur d'une cours d'eau.

I.3. Les types des inondations [10]

On distingue trois principaux types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne :

I.3.1. Par débordement direct

Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur, les sites en bordure de cours d'eau sont le plus souvent inondés par un débordement direct.

I.3.2. Par débordement indirect

Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, dans les réseaux d'assainissement dans des points bas localisés.

I.3.3. Par stagnation d'eaux pluviales

Lorsqu'il y a une capacité insuffisante d'infiltration ou d'évacuation des sols ou du réseau de drainage lors de pluies anormales. Ces inondations peuvent se produire en zone urbanisée, en dehors du lit des cours d'eau proprement dit.

I.4. Paramètres de l'inondation [10]

L'inondation dépend de trois paramètres :

- ✓ La hauteur de submersion.
- ✓ La vitesse du courant.
- ✓ La durée de la crue.

Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant et les caractéristiques du cours d'eau. Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

I.5. Différentes causes des inondations

- ✓ Les situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importante, orages violents).
- ✓ La pente du bassin et sa couverture végétale qui accélèrent ou ralentissent les écoulements.
- ✓ L'absorption par le sol et l'infiltration dans le sous-sol qui alimente les nappes souterraines alors qu'un sol saturé par des pluies récentes n'absorbe plus.
- ✓ La saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales.
- ✓ La rupture d'ouvrages de protection.

I.6. Conséquences des inondations [8]

Lors des inondations, il peut y avoir des dégâts très importants et très lourdes de conséquences sur notre vie, Il existe deux principales conséquences des inondations : les dégâts matériels et les dégâts humains.

I.6.1. Les dégâts matériels

Elles touchent généralement les infrastructures de transport et de logement, telles que les bâtiments ou les ponts, Elles entraînent très souvent des coupures d'électricité parce que les pylônes d'électricité ne résistent pas aux fortes rafales, Submersion dans les terres agricoles causant des pertes dans la récolte agricole.



Figure I.2 : Les dégâts matériels d'une inondation.

I.6.2. Les dégâts humains

Beaucoup de personnes périssent au cours des inondations. Elles peuvent mourir ou bien frappées par des décombres emportés par le courant, L'accès à l'eau potable devient très difficile qui entraînant un manque d'hygiène et ainsi la propagation des maladies liées à l'eau.

I.7. Exemples des inondations

I.7.1. Dans le monde

- ❖ États-Unis, crue du Mississippi en juillet 1993. On a dénombré 9 Etats touchés, 47 victimes, 8 millions de personnes concernées, 38.000 maisons gravement endommagées, 100 millions d'hectares de terres agricoles inondées, 10 millions dollars de dommages.
- ❖ Europe de l'Est, crue de l'Oder en juillet 1997 : trois pays touchés (Pologne, Tchéquie, Allemagne), 50 victimes, 150.000 personnes déplacées, 5 millions dollars de dommages.
- ❖ Chine, crue du Yang Tsé Jiang (fleuve bleu), en août 1998 : 14 millions de personnes déplacées, 5 millions de travailleurs réquisitionnés pour renforcer les digues, qui ont failli être démolies pour préserver Shanghai, 50.000 victimes.
- ❖ Venezuela, les violentes crues du Nord du pays de décembre 1999, qui ont provoqué de considérables coulées de boue, sont la cause d'un véritable désastre : quelques 20.000 à 30.000 victimes, et des dommages évalués à 14 millions dollars.

I.7.2. En Algérie

- ❖ Azazga (Tizi Ouzou), le 12 octobre 1971 et qui a occasionné 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- ❖ El Eulma (Sétif), le 1 septembre 1980 et qui a fait 44 décès.
- ❖ Annaba, le 11 novembre 1982, au niveau du centre-ville et qui a fait 26 morts et 9500 sinistrés.
- ❖ Jijel, le 29 décembre 1984 et qui a occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- ❖ Bordj Bou Arreridj, le 23 septembre 1994 et qui a provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000DA.
- ❖ Alger (Bab-El-Oued) le 10 novembre 2001, et qui ont fait 710 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.
- ❖ Ghardaïa : octobre 2008 a fait 34 décès "Les dégâts causés aux infrastructures tournent autour de 20 milliards de dinars".

I.7.3. Dans la ville de Biskra [12]**❖ La crue de Juin 1981 :**

La crue de 1981 qui a lieu le 25 juin, dont la hauteur pluviométrique moyenne mensuelle est de 135 mm, en la station hydrométrique Djemoura a enregistré 19.94 m³/s, et la station hydrométrique El Kantara a enregistré 178.2 m³/s.

❖ La crue du décembre 1981 :

La crue de 1981 dont la hauteur pluviométrique moyenne mensuelle est de 138.5 mm, la station hydrométrique Djemoura a enregistré 101.6 m³/s, et la station hydrométrique El Kantara a enregistré 53.9 m³/s.

❖ La crue d'Août 1984 :

La crue de 1984 dont la hauteur pluviométrique moyenne mensuelle est de 131.8 mm, la station hydrométrique Djemoura a enregistré 102.88 m³/s, et la station hydrométrique El Kantara a enregistré 127.6 m³/s.

❖ La crue de septembre 1989 :

La crue de 1989 qui a en lieu le 29 Septembre, dont la hauteur pluviométrique moyenne mensuelle est de 146 mm, la station hydrométrique Djemoura a enregistré 82,7 m³/s, et la station hydrométrique El Kantara a enregistré 297 m³/s.

I.8. Conclusion

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains, les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les piles de ponts, les rives, les embouchures d'égouts peuvent être aussi endommagées.

II-1. Introduction

Toute étude climatique ou hydrologique est basée sur l’exploitation des séries de données recueillies pendant des périodes plus ou moins longues continues ou discontinues.

Les méthodes d’analyse statistique de ces séries exigent l’homogénéité et l’indépendance de leurs composants, il est donc nécessaire avant toute utilisation de combler les lacunes des données manquantes, de détecter et de relever les valeurs singulières après vérification de l’indépendance et de l’homogénéité.

II-2. Collecte des données

Les caractéristiques des stations hydrométriques et pluviométriques

Tableau II.1 : Présentation des stations hydrométriques

Station	Code	Période d’observation	Nombre de mois manquant
El kantara	61201	1968-1995	65
Djamoura	61301	1972-1994	103

Tableau II.2 : Présentation des stations pluviométriques

Station	Code	Période d’observation	Latitude	Longitude	Altitude	Nombre de mois manquant
Biskra	061416	1973-2013	777	178	120	6
Batna	070316	1929-2013	814	257	1040	4
El Kantara	061206	1975-2013	775	217	513	22
Djemoura	061305	1969-2013	786	202	545	17
Bouzina	061302	1972-2013	810	225	1350	48

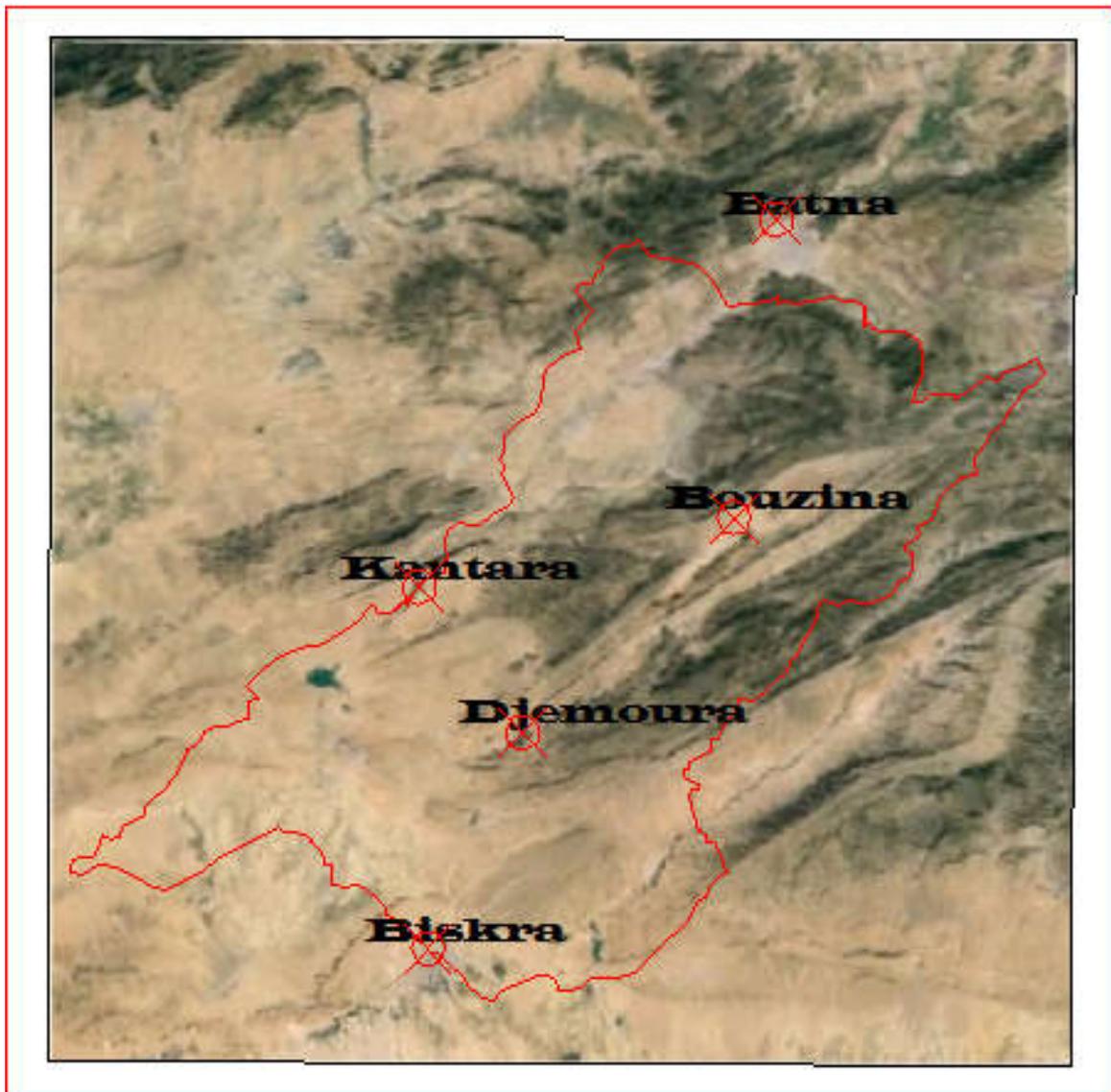


Figure II.1 : Localisation des stations pluviométriques recueillies

II-3. Critiques des données

L'analyse des séries d'observations hydrométriques et pluviométriques révèle que les stations disponibles présentent des lacunes à l'échelle mensuelle (de un à plusieurs mois) et donc annuelle, ces lacunes sont dues soit à l'absence de l'observation soit à une défaillance du l'appareil.

II.3.1. Comblement des lacunes d'observations

La restitution de ces données manquantes a été établie à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Le calcul de la moyenne mensuelle interannuelle.
- ✓ La simulation.

II.3.1.1. Calcul de la moyenne mensuelle interannuelle

Les données mensuelles se présentent sous forme d'une matrice à n lignes représentant les années et p colonnes représentant les mois, malheureusement cette matrice peut contenir des vides correspondant aux lacunes d'observations.

Lorsqu'un fichier d'observations comporte peu de valeurs manquantes, le comblement de ces lacunes par la méthode de la moyenne mensuelle interannuelle est approprié.

Le comblement des valeurs manquantes se fait en remplaçant la valeur manquante par la moyenne mensuelle interannuelle, telle que :

$$M = 1/p \sum_{j=1}^n X(j) \quad \text{II.1}$$

Avec : $p = n - (\text{nombre d'inconnues par colonne})$

II.3.1.2. Simulation à partir de la fonction de répartition

Pour simuler des grandeurs mesurant des phénomènes naturels tels que la pluie ou le débit, il ne faut pas perdre de vue que cette notion est basée essentiellement sur le concept du hasard.

C'est une méthode de tirage d'un échantillon artificiel de (n) valeurs d'une variable aléatoire continue.

Si on tire (n) nombres uniformément répartis entre [0 ; 1] : $(r_1, r_2, r_3, \dots, r_n)$ l'échantillon cherché $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ sera déterminé par :

$$x_i = F^{-1}(r_i) \quad \text{II.2}$$

II.3.1.3. Comblement des lacunes d'observations hydrométriques :

Les stations El Kantara et Djemoura présentant beaucoup de valeurs manquantes on a opte par la méthode de simulation.

Tableau II.3 : Comblement par Simulation des observations hydrométriques

Station	Année	Débit
El Kantara	1968	35.2
	1969	130.6
	1971	33.5
	1978	77.5
	1986	24.5
	1987	144
	1993	210
	1994	31.8
Djemoura	1987	52
	1988	43.5
	1989	284
	1990	53
	1991	172

II.3.1.4. Comblement des lacunes d'observations pluviométriques :

Les stations Djemoura, El Kantara et Bouzina ne présentant pas beaucoup de valeurs manquantes on comble les lacunes par la méthode de la moyenne mensuelle interannuelle.

Tableau II.4 : Comblement par la moyenne mensuelle interannuelle

Station	Année	Pluie
Djemoura	1988	134.20
	1993	72.70
	1994	91.90
El Kantara	2002	25.30
	2003	131.30
Bouzina	1980	265.80
	1992	246.00
	2002	345.50

II.3.2. Détection des valeurs singulières

Il existe des erreurs qui se glissent dans les données de base et dénaturent complètement le contenu. Cela peut se produire au cours de la mesure, de la transmission, du codage, du stockage ou du décodage des données d'observations. Il est important donc avant tout traitement de détecter ces erreurs, afin que l'on puisse effectuer une analyse plus fine pour décider si cette donnée est douteuse.

Le test statistique élaboré par **Grubbs et Beck** permet de détecter les erreurs douteuses dans les valeurs observées.

Ce test est très utilisé à cause de sa simplicité. Il peut détecter les points singuliers de la série en calculant la statistique suivante :

$$X_h = EXP(\bar{X} + K_n * S) \quad \text{II.3}$$

$$X_l = EXP(\bar{X} - K_n * S) \quad \text{II.4}$$

Avec :

X_h : la valeur maximale que ne doivent pas dépasser les valeurs de l'échantillon.

X_l : la valeur minimale que ne doivent pas atteindre les valeurs de l'échantillon.

\bar{X} et S : sont respectivement la moyenne et l'écart-type des logarithmes népériens des éléments constituant l'échantillon.

K_n : la valeur statistique du test de **Grubbs et Beck**, tabulée pour différentes tailles d'échantillon et de niveaux de signification.

Au niveau de 10% l'approximation polynomiale suivante a été donnée par **Bobée** (1991) :

$$K_n = -3.62201 + 6.28446 * n^{1/4} - 2.49835 * n^{1/2} + 0.491436 * n^{3/4} - 0.037911 * n$$

Telle que : n : la taille de l'échantillon.

Les valeurs de l'échantillon supérieures à X_h ou inférieures à X_l sont considérées comme valeurs singulières.

Le test de **Grubbs et Beck** est appliqué sur les séries des données hydrométriques.

Tableau II.5 : Résultats du test de Grubbs et Beck

Station		Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
Djem	<i>Xh</i>	3516 5.1	958. 1	4624 4	160. 0	165 3	365. 2	285. 5	53. 9	362. 7	244. 3	467. 3	186. 7	487.2
	<i>Xl</i>	0.00 3	0.00 06	0.00 03	0.00 2	0.0 016	0.01 2	0.03 8	0.08 5	0.00 6	0.00 1	9,95 E-05	0.000 2	12.5
El Kant	<i>Xh</i>	1943 9.0	3752 .7	1022 .0	410. 4	245 .69 1	119. 4	277. 2	731. 5	1640 .5	1640 .5	3535 .1	2231. 3	822.4
	<i>Xl</i>	0.01 7	0.00 1	0.00 07	0.00 1	0.0 02	0.00 31	0.03 9	0.00 5	0.00 07	0.00 08	5,50 E-05	0.000 2	11.4

L'application de ce test pour améliorer la qualité des données n'a pas donné lieu à l'existence des valeurs singulières dans les deux séries hydrométriques (El Kantara, Djemoura).

II.3.3. Test d'indépendance [6]

L'application des méthodes statistiques repose sur la validité de certaines hypothèses de base relative à la constitution de l'échantillon observé. En effet le fichier recueilli doit être constitué par une série d'observations indépendantes formant ce que l'on appelle un échantillon extrait au hasard de la population statistique.

Dans notre étude, on applique le test de Wald-Wolf witz sur les données annuelles.

La valeur statistique du test est calculée comme suit :

$$T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{\text{Var}(R)}} \tag{II.5}$$

Avec :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} X_i X_{i+1} + X_n X_1 \tag{II.6}$$

$$\bar{R} = \frac{S_1^2 - S_2}{n-1} \quad \text{Telle que } S_k = \sum_i^n X_i^k \tag{II.7}$$

$$\text{Var}(R) = \frac{S_2^2 - S_4}{n-1} + \frac{S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4}{(n-1)(n-2)} - (\bar{R})^2 \tag{II.8}$$

L'hypothèse de l'indépendance est vérifiée en comparant la valeur absolue de T avec la valeur normale centrée réduite de $T_{1-\alpha}$.

Si $|T| < T_{1-\alpha}$ la série est indépendante.

Si $|T| > T_{1-\alpha}$ la série n'est pas indépendante.

Tableau II.6 : Résultats de test d'indépendance de Wald-Wolf witz

Station	$ T $	$T_{1-\alpha}$	Décision
El Kantara	1.042	1.644	Indépendant
Djemoura	1.41	1.644	Indépendant

D'après ces résultats les séries hydrométriques sont indépendantes pour le pas temps annuel, et avec le seuil de signification $\alpha=5\%$.

Tableau II.7 : Résultats de test d'indépendance de Wald-Wolf witz

Station	$ T $	$T_{1-\alpha}$	Décision
Biskra	0.825	1.644	Indépendant
Batna	0.147	1.644	Indépendant
El Kantara	0.224	1.644	Indépendant
Djemoura	0.56	1.644	Indépendant
Bouzina	0.96	1.644	Indépendant

D'après ces résultats les séries pluviométriques sont indépendantes pour le pas temps annuel, et avec le seuil de signification $\alpha=5\%$.

II.3.4. Test d'homogénéité [12]

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population.

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, on a utilisé pour les données hydrométriques le test de **Student**, et pour les données pluviométriques le test du **double cumul**.

Le test de **Student**, est un test d'hypothèse statistique qui permet de tester l'égalité de deux moyennes. [6]

Soit deux échantillon X et Y de taille N1 et N2 et soit \bar{x} et \bar{y} et les moyennes et les écarts types calculés sur les deux échantillons.

$$H_0: \bar{x} = \bar{y}$$

$$H_1: \bar{x} > \bar{y}$$

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{y}}{\sqrt{\hat{\delta}^2 \left(\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2} \right)}} \quad \text{II.7}$$

$$\text{Avec : } \hat{\delta}^2 = \frac{(N_1 - 1)S_x^2 + (N_2 - 1)S_y^2}{N_1 + N_2 - 2}$$

L'hypothèse de l'homogénéité en comparant la valeur de **t** avec la valeur $t_{(\alpha, N_1+N_2-2)}$ lue dans la table de **Student** pour un risque d'erreur α fixé et (N_1+N_2-2) degrés de liberté.

Si $|t| < t_{(\alpha, N_1+N_2-2)}$ la série est homogène.

Si $|t| > t_{(\alpha, N_1+N_2-2)}$ la série n'est pas homogène.

Tableau II.8 : Résultats de test d'homogénéité de Student

Station		Taille N	$ t $	$t_{(\alpha, N_1+N_2-2)}$	Décision
El Kantara	X	18	0.05	2.05	Homogène
	Y	10			
Djemoura	X	18	0.75	2.05	Homogène
	Y	10			

Les séries hydrométriques étudiées sont homogènes pour le pas temps annuel, et avec le seuil de signification $\alpha=5\%$.

Le test du **double cumul**, est obtenue en portant en abscisse les totaux annuels cumulés de la station de base et en ordonnées les totaux annuels cumulés de la station à vérifier ; si les couples de valeurs donnent des points qui forment une ligne droite, on conclut que la série est homogène, au contraire s'il apparaît une ou plusieurs cassures dans la distribution des points la série n'est pas homogène. **(Quélenec (1973))**

La station de base choisie est la station de Biskra, car c'est la station qui dispose une série continue et homogène, elle se trouve dans la partie inférieure du bassin où se trouve son exutoire.

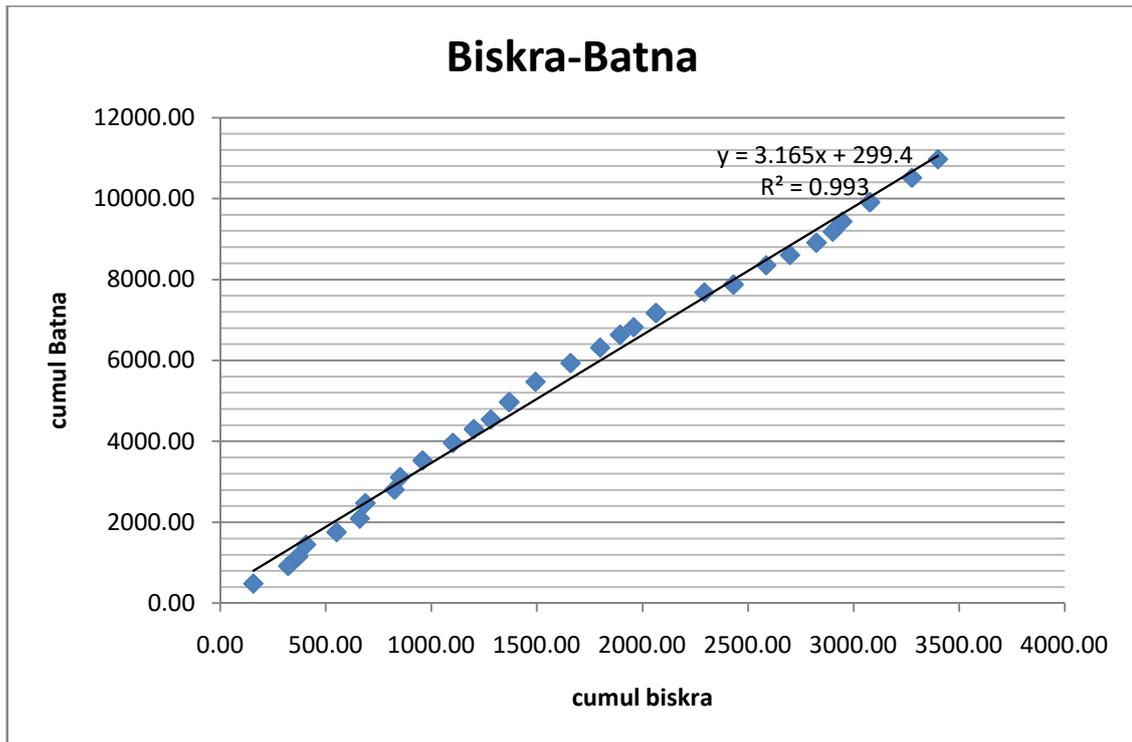


Figure II.2 : Test de double cumul Biskra - Batna

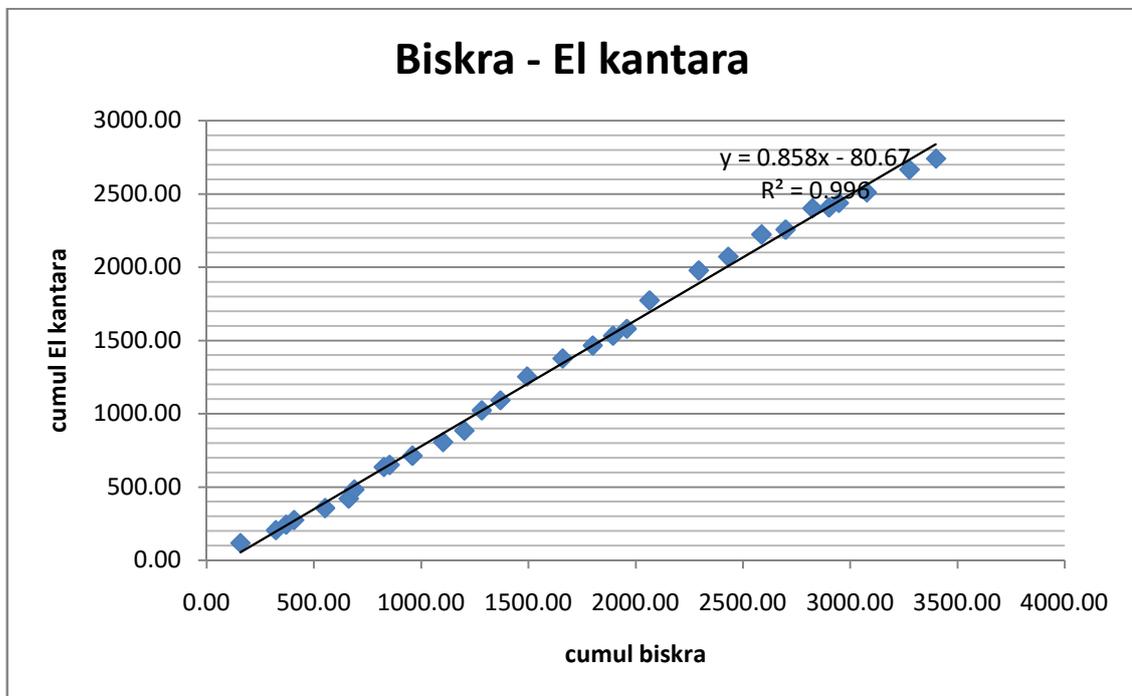


Figure II.3 : Test de double cumul Biskra – El kantara

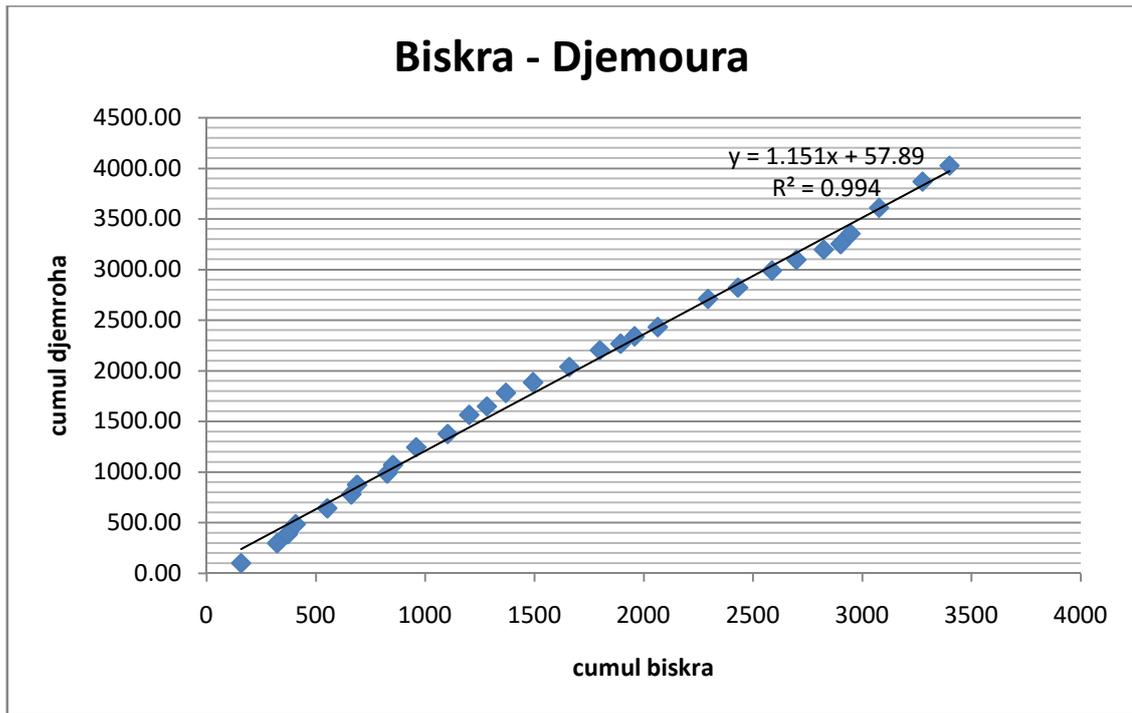


Figure II.4 : Test de double cumul Biskra - Djemoura

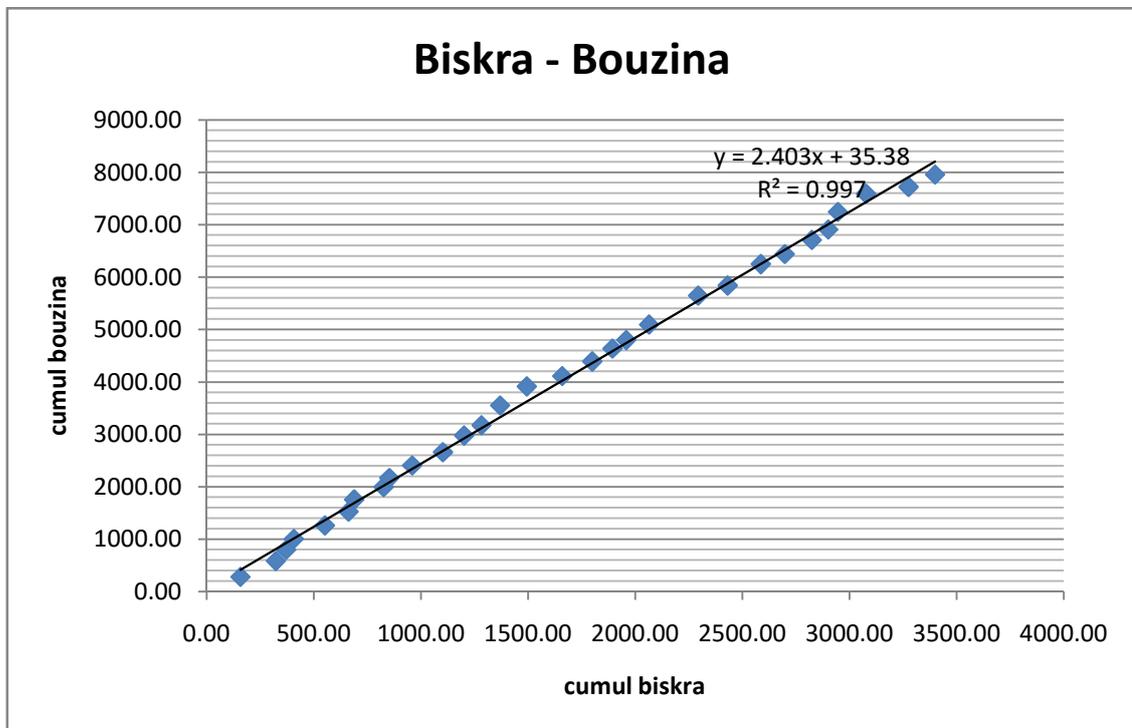


Figure II.5 : Test de double cumul Biskra - Bouzina

On remarque d'après les figures que les séries étudiées (Batna, El kantara, Djemoura et Bouzina) les points s'alignent suivant une seule direction formant une droite, aucune cassure n'est apparue, donc sont homogènes.

II.4. Conclusion

L'application de teste **de Grubbs et Beck** n'a pas donnée lieu à l'existence des valeurs singulières dans les deux séries (El Kantara, Djemoura).

les séries hydrométriques et pluviométriques sont indépendantes et homogènes pour le pas temps annuel.

III.1 Introduction

Le présent chapitre concerne l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires pour la délimitation des zones inondables du bassin versant d'oued Biskra.

Pour cela on est amené à faire l'ensemble des études suivants :

- ✓ L'étude du bassin versant.
- ✓ L'étude des précipitations.
- ✓ L'étude des crues.

III.2 Etude du bassin versant

III.2.1 C'est quoi un bassin versant ?

Le bassin versant, ou le bassin hydrographique est l'unité ou le cadre de toute étude hydrologique.

Il est défini comme l'ensemble des terres où ruissellent, s'infiltrent et courent toutes les eaux qui alimentent le cours d'eau.

Toute goutte d'eau qui tombe dans ce territoire délimité par lignes de partage des eaux qui les séparent des bassins adjacents se dirige vers le cours d'eau ou ses affluents, puis vers l'aval et son exutoire.

III.2.2 Les caractéristiques du bassin versant

Pour toute étude hydrologique il faut préciser dès le début les différents paramètres géométriques du bassin (surface, périmètre) et les paramètres morphométriques du bassin (forme, l'altitude caractéristique, pente).

III.2.2.1 Les caractéristiques géométriques

La mesure de la surface et du périmètre suppose d'abord la délimitation du bassin par la ligne de partage des eaux.

Cette délimitation a été faite à l'aide du logiciel (Global Mapper 17), et les paramètres de longueur et surface ont été mesurés à l'aide du logiciel (Arc GIS).

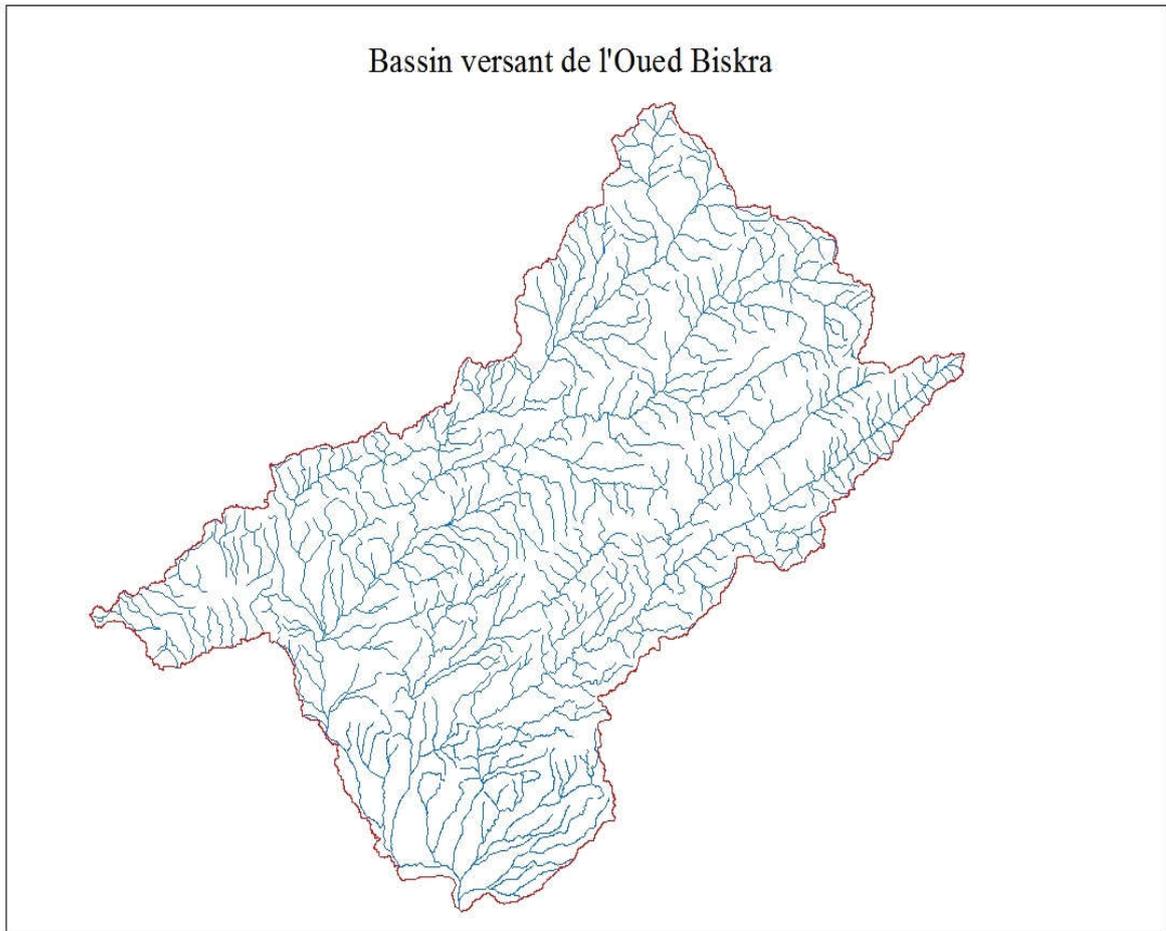


Figure III.1 : Bassin versant de l’oued Biskra

Le bassin versant de l’oued Biskra se divise en trois sous bassins:

Le sous bassin de l’oued El Hai et l’oued Djemoura, contrôlés par les stations hydrométriques El Kantara et Djemoura, alors que le sous bassin de l’oued Biskra complémentaire n’est contrôlé par aucune station.

III.2.2.1.1 Surface

La superficie d'un bassin versant est une dimension importante à connaître, car elle est la base de tous les calculs hydrologiques.

Tableau III.1 : Surface du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins

Bassin	Superficie (Km ²)
Oued El Hai	1970
Oued Djemoura	1030
Oued Biskra compl	85.35
Oued Biskra	3085.35

III.2.2.1.2 Périmètre

Le périmètre du bassin versant est la longueur de la ligne de contour du bassin.

Tableau III.2 : Périmètre du bassin versant d'oued Biskra et leur sous bassins

Bassin	Périmètre (Km)
Oued El Hai	239
Oued Djemoura	185
Oued Biskra compl	102
Oued Biskra	351

III.2.2.2 Les caractéristiques morphométriques

III.2.2.2.1 Forme

La forme d'un bassin versant a une influence sur l'écoulement et surtout sur l'allure de l'Hydrogramme de crue, ainsi un bassin très allongé ne réagira pas de la même façon qu'un bassin de forme ramassée, si les autres conditions sont par ailleurs égales.

III.2.2.2.1.1 Indice de compacité de Gravelius K_G [2]

Gravelius a proposé en **1914** le coefficient de compacité défini comme le rapport entre le périmètre du bassin versant P et sa surface S , le coefficient de compacité s'exprime par :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} \quad \text{III.1}$$

Avec : K_G : indice de compacité de Gravelius.

P : périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

Tableau III.3 : Indice de compacité du bassin versant d’oued Biskra et leur sous bassins

Bassin	indice de compacité de Gravelius
Oued El Hai	1.52
Oued Djemoura	1.62
Oued Biskra compl	3.11
Oued Biskra	1.78

Si cet indice est proche de 1 le bassin versant est de forme quasiment circulaire et s’il est éloigné de 1 le bassin est de forme allongée, tel qu’illustré par la figure suivante :

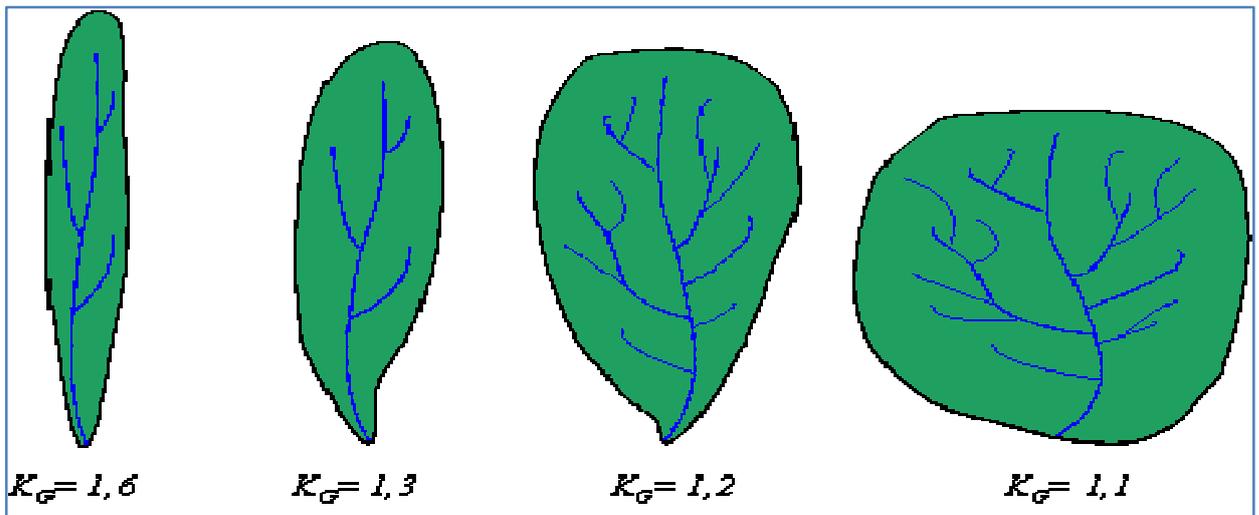


Figure III.2 : Différentes formes de bassin versant et indices de compacité de Gravelius correspondants. [13]

Les sous bassins versants de l’oued Biskra sont de forme allongée, qui favorise les faibles débits de pointes de crues ; et c’en raison du temps d’acheminement de l’eau est important à l’exutoire.

III.2.2.2.1.2 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius [1]

Le rectangle équivalent permet de comparer facilement des bassins versants entre eux du point de vue de l’influence de leurs caractéristiques sur l’écoulement.

Soit L et l représentant respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, P et S représentant respectivement le périmètre et la surface du bassin versant :

$$P = 2 * (L + l)$$

$$S = L * l$$

III.2

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$$

Après la résolution du système on obtient :

$$L = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right) \quad \text{III.3}$$

$$l = \frac{K_G \sqrt{S}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right) \quad \text{III.4}$$

Tableau III.4 : Rectangle équivalent du bassin versant d’oued Biskra et leur sous bassins

Bassin	la longueur du rectangle équivalent(Km)	la largeur du rectangle équivalent(Km)
Oued El Hai	100.90	19.52
Oued Djemoura	80.40	12.81
Oued Biskra compl	49.67	1.71
Oued Biskra	157.23	19.62

III.2.2.2.2 Les altitudes caractéristiques

III.2.2.2.2.1 La répartition altimétrique

La répartition du bassin versant (en km² et en % de la superficie totale) par tranches d'altitudes est consignée dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : La répartition altimétrique du sous bassin versant d’oued El Hai

Altitude	Bassin versant oued El Hai			
	S – part		S – cumul	
	S (Km ²)	%	S (Km ²)	%
2321 – 2000	1.60	0.08	1.6	0.08
2000 – 1800	39.20	1.99	40.80	2.07
1800 – 1600	132.00	6.70	172.80	8.77
1600 – 1400	166.40	8.45	339.20	17.22
1400 – 1200	186.40	9.46	525.60	26.68
1200 – 1000	360.72	18.31	886.32	44.99
1000 – 800	396.80	20.14	1283.12	65.13
800 – 600	259.20	13.16	1542.32	78.29

600 – 400	240.04	12.18	1782.36	90.48
400 – 200	180.50	9.16	1962.86	99.64
200 – 150	7.14	0.36	1970.00	100.00

Tableau III.6 : La répartition altimétrique du sous bassin versant d'oued Djemoura

Altitude	Bassin versant oued Djemoura			
	S – part		S – cumul	
	S (Km ²)	%	S (Km ²)	%
2321 – 2000	24.06	2.34	24.06	2.34
2000 – 1800	15.11	1.47	39.17	3.80
1800 – 1600	15.78	1.53	54.95	5.33
1600 – 1400	150.23	14.59	205.18	19.92
1400 – 1200	220.46	21.40	425.64	41.32
1200 – 1000	165.18	16.04	590.82	57.36
1000 – 800	89.22	8.66	680.04	66.02
800 – 600	58.80	5.71	738.84	71.73
600 – 400	131.03	12.72	869.87	84.45
400 – 200	134.98	13.11	1004.85	97.56
200 – 150	25.15	2.44	1030.00	100.00

Tableau III.7 : La répartition altimétrique du sous bassin versant d'oued Biskra compl

Altitude	Bassin versant oued Biskra compl			
	S – part		S – cumul	
	S (Km ²)	%	S (Km ²)	%
1200 – 1000	1.24	1.33	1.24	1.45
1000 – 800	5.77	6.20	7.00	8.21
800 – 600	12.89	13.86	19.90	23.31
600 – 400	11.56	12.43	31.46	36.86
400 – 200	40.02	51.26	71.48	83.75
200 – 150	13.87	14.91	85.35	100.00

Tableau III.8 : La répartition altimétrique du bassin versant d’oued Biskra

Altitude	Bassin versant oued Biskra			
	S – part		S – cumul	
	S (Km ²)	%	S (Km ²)	%
2321 – 2000	25.66	0.83	25.66	0.83
2000 – 1800	54.31	1.76	79.97	2.59
1800 – 1600	147.78	4.79	227.75	7.38
1600 – 1400	316.63	10.26	544.38	17.64
1400 – 1200	406.86	13.19	951.24	30.83
1200 – 1000	527.14	17.09	1478.38	47.92
1000 – 800	491.79	15.94	1970.17	63.86
800 – 600	330.89	10.72	2301.06	74.58
600 – 400	382.63	12.40	2683.69	86.98
400 – 200	355.50	11.52	3039.19	98.50
200 – 150	46.16	1.50	3085.35	100.00

III.2.2.2.2 Courbes Hypsométrique

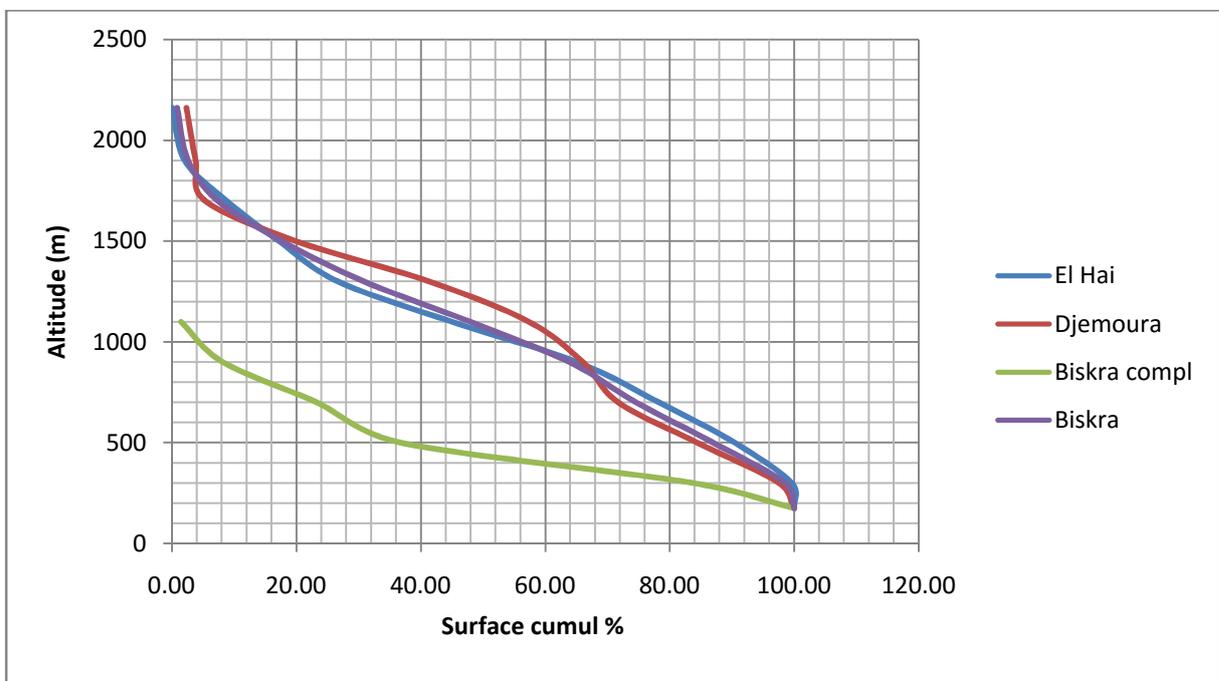


Figure III.3 : Courbes hypsométriques du Bassin Versant de l’Oued Biskra et de ses sous bassins (El Hai, Djemoura, Biskra Compl)

III.2.2.2.3 Les altitudes maximale et minimale [1]

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin alors que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Le bassin de l'oued Biskra atteint 2321(m) à son point culminant au sommet de Djebel El Mahmel, tandis que le point le plus bas correspond à la station de Biskra située à l'altitude de 150(m).

Tableau III.9 : Les altitudes maximale et minimale du bassin versant d'oued Biskra Et de ses sous bassins

Bassin	H _{Max} (m)	H _{Min} (m)
Oued El Hai	2091	200
Oued Djemoura	2321	200
Oued Biskra compl	1270	150
Oued Biskra	2321	150

III.2.2.2.4 L'altitude moyenne [1]

On peut définir l'altitude moyenne comme suit :

$$H_{Moy} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i S_i}{S}$$

III.5

Avec : **H_{Moy}** : l'altitude moyenne (m).

S_i : Surface cumulée entre deux courbes de niveaux (Km²).

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux (m).

S : surface du bassin versent (Km²).

Tableau III.10 : L'altitude moyenne du bassin versant d'oued Biskra et ses sous bassins

Bassin	H_{Moy} (m)
Oued El Hai	916.80
Oued Djemoura	952.52
Oued Biskra compl	307.15
Oued Biskra	913.24

III.2.2.2.3 Les pentes

III.2.2.2.3.1 Pente moyenne [1]

Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement directe et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

La pente moyenne est calculée par la formule suivante:

$$I = \frac{H_{Max} - H_{Min}}{L} \quad \text{III.6}$$

Avec : **I** : pente moyenne du bassin (m/km).

L : longueur du rectangle équivalent (m).

H_{Max} : l'altitude maximale (m).

H_{Min} : l'altitude minimale (m).

Tableau III.11 : Pente moyenne du bassin versant d'oued Biskra et ses sous bassins

Bassin	Pente Moyenne I(m/Km)
Oued El Hai	18.94
Oued Djemoura	25.81
Oued Biskra compl	22.90
Oued Biskra	13.76

III.2.2.2.3.2 Indice de pente globale [3]

L'indice de pente globale est calculé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{III.7}$$

Avec : I_g : Indice de pente globale (m/km).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

D : la dénivelée ($D = H_{5\%} - H_{95\%}$).

Tableau III.12 : Indice de pente globale du bassin versant d'oued Biskra et ses sous bassins

Bassin	Dénivelée ($D = H_{5\%} - H_{95\%}$)	Indice de pente globale I_g (m/Km)
Oued El Hai	1420	14.07
Oued Djemoura	1360	16.91
Oued Biskra compl	780	15.70
Oued Biskra	1380	8.78

Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des résultats.

Paramètre	Unité	Oued El Hai	Oued Djemoura	Oued Biskra compl	Oued Biskra
Surface	Km ²	1970	1030	85.35	3085.35
Périmètre	Km	239	185	102	351
Indice de compacité	/	1.52	1.62	3.11	1.78
Longueur du rectangle équivalent	Km	100.90	80.40	49.67	157.23
Longueur du rectangle équivalent	Km	19.52	12.81	1.71	19.62
Altitude Max	m	2091	2321	1270	2321
Altitude Min	m	200	200	150	150
Altitude Moy	m	916.80	952.52	307.15	913.24
Pente Moy	m/Km	18.94	25.81	22.90	13.76
Indice de pente	m/Km	14.07	16.91	15.70	8.76

III.2.3 Réseau Hydrographique

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau, affluents et sous affluents permanents ou temporaires, par lesquels s'écoulent toutes les eaux de ruissellement et convergent vers un seul point de vidange (exutoire).

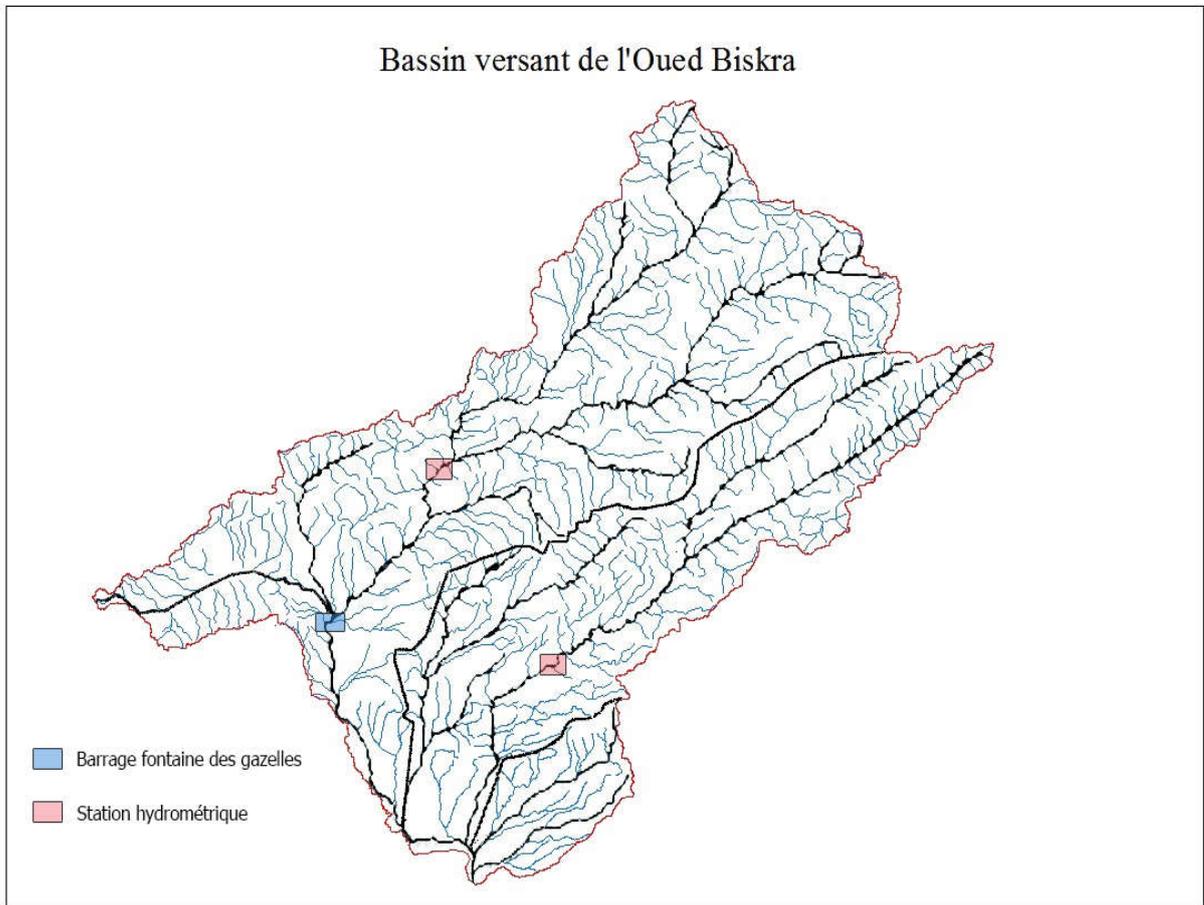


Figure III.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant de l'oued Biskra et ses sous bassins

Tableau III.14 : La longueur totale des cours d'eau et cours d'eau principale

Bassin	longueur totale des cours d'eau $L_T(Km)$	longueur des cours d'eau principale $L_{cp}(Km)$
Oued El Hai	892.2	108
Oued Djemoura	647.2	98
Oued Biskra compl	171.4	54
Oued Biskra	1710.8	115

III.2.3.1 Densité de drainage [3]

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{L}{S} \quad \text{III.8}$$

Avec : D_d : densité de drainage (km-1).

L : longueur totale des cours d'eau dans le bassin (km).

A : superficie du bassin versant (km²).

Tableau III.15 : Densité de drainage du bassin versant d'oued Biskra et ses sous bassins

Bassin	Densité de drainage D_d (Km/Km ²)
Oued El Hai	0.45
Oued Djemoura	0.63
Oued Biskra compl	2.01
Oued Biskra	0.55

III.2.3.2 Pente moyenne du cours d'eau [12]

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration.

$$P_{Moy} = \frac{2 * H_{Moy}}{L} \quad \text{III.9}$$

Avec : P_{Moy} : pente moyenne du cours d'eau.

H_{Moy} : l'altitude moyenne (m).

L : longueur du cours d'eau principal.

Tableau III.16 : Pente moyenne du cours d'eau du bassin versant d'oued Biskra
Et ses sous bassins

Bassin	Pente moyenne du cours d'eau P_{Moy} (m/Km)
Oued El Hai	16.98
Oued Djemoura	19.44
Oued Biskra compl	11.38
Oued Biskra	15.88

III.2.3.3 Temps de concentration

C'est le temps mis par une particule d'eau tombée sur le point le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

Il intervient pour l'étude des crues, le temps de concentration déterminé par une mesure sur le terrain ou à l'aide de formules empiriques.

Le temps de concentration est influencé par diverses caractéristiques morphologiques (La surface, La forme, Le relief du bassin) ; et aussi le type de sol, le couvert végétal.

III.2.3.3.1 Formule SCS (Soil Conservation Service)[12]

Cette formule prend en considération la longueur du cours d'eau et la dénivelée :

$$t_c = \left(\frac{0.87 * L^3}{H_{Max} - H_{Min}} \right)^{0.385} \quad \text{III.10}$$

Avec : t_c : temps de concentration (heure).

L : longueur du talweg principal (km).

H_{Max} : l'altitude maximale (m).

H_{Min} : l'altitude minimale (m).

III.2.3.3.2 Formule de Giandotti [4]

La formule de Giandotti est largement utilisée et se définit par la formule suivant :

$$t_c = \frac{4*\sqrt{S}+1.5*L}{0.8*\sqrt{H_{Moy}-H_{Min}}} \quad \text{III.11}$$

Avec : t_c : temps de concentration (heure).

S : surface du bassin versant (km²).

L : longueur du talweg principal (km).

H_{Min} : l'altitude minimale (m).

H_{Moy} : l'altitude moyenne (m).

III.2.3.3.3 Formule d'anonyme

Cette formule prend en considération la pente moyenne du cours d'eau :

$$t_c = 1.7 * \left(\frac{S*L}{\sqrt{I}}\right)^{0.19} \quad \text{III.12}$$

Avec : S : surface du bassin versant (km²).

L : longueur du talweg principal (km).

I : pente moyenne du bassin versant.

Tableau III.17 : Temps de concentration du bassin versant d'oued Biskra et ses sous bassins en heures

Bassin	Temps de concentration t_c (Formule SCS)	Temps de concentration t_c (Giandotti)	Temps de concentration t_c Formule d'anonyme
Oued El Hai	11.58	14.90	13.36
Oued Djemoura	9.91	11.80	11.45
Oued Biskra compl	6.36	7.60	7.50
Oued Biskra	11.81	17.86	16.01

Les deux sous bassins de l'oued El Hai et Djemoura situés au Nord où l'importance du volume montagneux et la forte incision du relief présentent des temps de concentration longs 14.90 heures pour El Hai et 11,80 heures pour Djemoura, le sous bassin de l'oued Biskra complémentaire présente un temps de concentration court par rapport à l'ensemble du bassin 7.60 heures en raison de sa faible extension.

D'une manière générale, le bassin versant de l'oued Biskra présente un temps de concentration plus long : 17.86 heures ; en raison de la prédominance de la plaine en allant vert le Sud, avec l'augmentation de la surface du bassin de l'oued Biskra et sa forme allongée.

Tableau III.18 : Tableau récapitulatif des résultats du réseau hydrographique.

Paramètre	Unité	Oued El Hai	Oued Djemoura	Oued Biskra compl	Oued Biskra
Longueur total des cours d'eau	Km ²	892.2	647.2	171.4	1710.8
Longueur de cours d'eau principale	Km	108	98	54	115
Densité de drainage	Km/Km ²	0.45	0.63	2.01	0.55
Pente Moy du cours d'eau	m/Km	16.98	19.44	11.38	15.88
Temps de concentration	Heure	14.90	11.80	7.60	17.86

III.3 Étude des précipitations

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant sur le régime d'un cours d'eau, ce sont les précipitations surtout liquides, qui constituent le facteur essentiel intervenant par leur répartition annuelle et mensuelle, leur total journalier et surtout les averses génératrices des crues.

III.3.1 Analyse des pluies moyennes annuelles

Plusieurs méthodes établies pour le calcul de la pluie moyenne annuelle précipitée sur le bassin versant dont on a choisi :

III.3.1.1 La moyenne arithmétique [1]

C'est une simple moyenne arithmétique des précipitations moyennes annuelles des stations pluviométriques relevées au même temps, aux différentes stations du bassin ou dans son voisinage pour une période déterminée. Elle est déterminée par la relation :

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad \text{III.13}$$

Avec : P_m : pluie moyenne annuelle (mm).

P_i : pluie moyenne annuelle de chaque station (mm).

n : nombre de station d'observation.

Tableau III.19 : Pluie moyenne annuelle du bassin versant d'oued Biskra

Station	Biskra	Batna	El kantara	Djemoura	Bouzina
P_i(mm)	113.31	365.76	91.30	134.21	265.12
Pluie moyenne annuelle P_m(mm)			193.94		

III.3.1.2 Méthode de Thiessen [1]

C'est l'une des méthodes les plus rapides et les plus utilisées, elle consiste à diviser la surface du bassin en polygones, dans lesquels on attribue à chaque poste pluviométrique un poids proportionnel à une zone d'influence. Un point situé dans cette zone soit plus près en distance horizontale du pluviomètre correspondant que toute autre pluviomètre.

La construction est la suivante :

- ✓ Les stations disponibles étant reportées sur une carte.
- ✓ On trace une série de droite reliant les stations adjacentes.
- ✓ Au milieu de chacune de ces droites on prend une perpendiculaire.

- ✓ Les intersections de ces médiatrices déterminent un certain nombre de polygones, pour chacun des quels la hauteur de précipitation moyenne est prise égale à celle de la station comprise à l'intérieur du polygone qui l'entour.

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n S_i P_i}{S} \quad \text{III.14}$$

Avec : **P** : Pluie moyenne sur l'ensemble du bassin (mm).

S_i : surface élémentaire d'égale précipitation (km²).

P_i : précipitation moyenne sur la surface élémentaire qui est égale à celle de la station située à l'intérieur de la surface élémentaire (mm).

S : surface totale du bassin (km²).

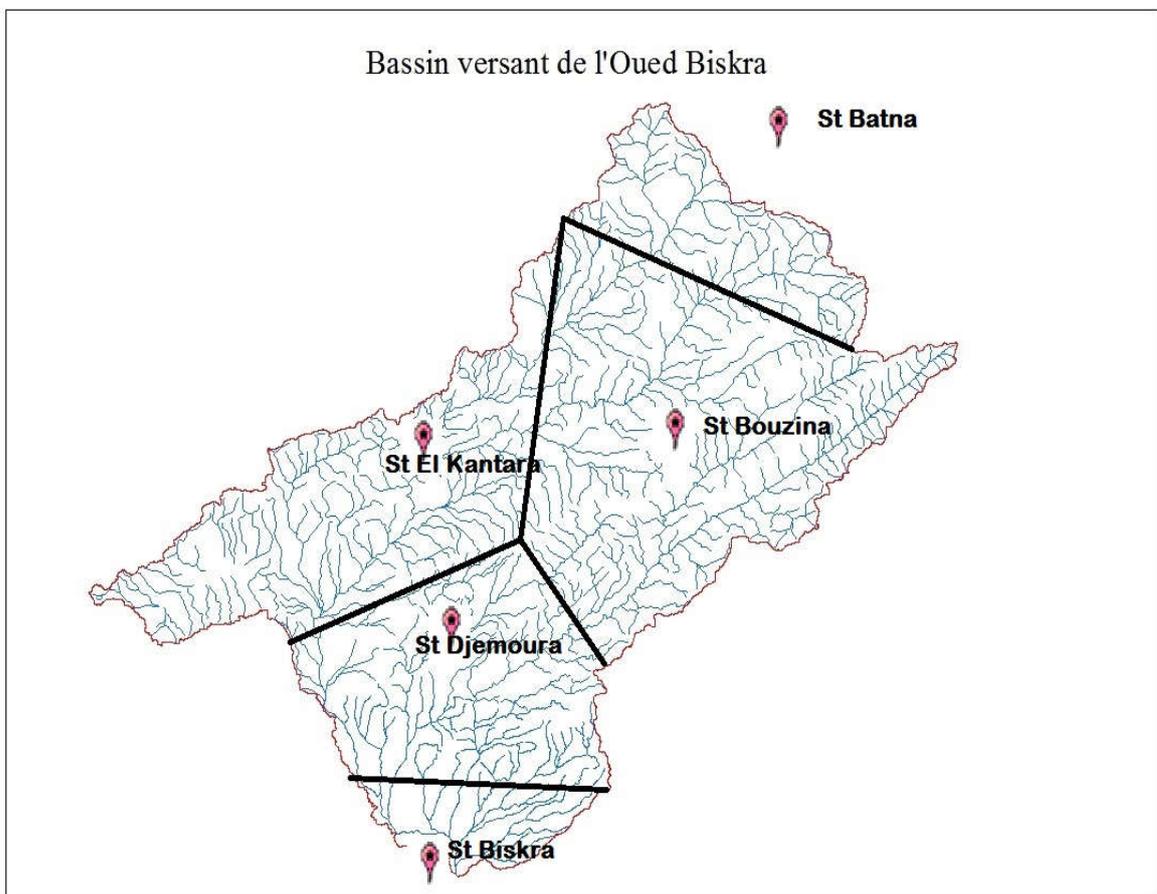


Figure III.5 : Découpage de la surface de bassin versant oued Biskra

Tableau III.20 : Pluie moyenne annuelle du bassin versant d’oued Biskra

Station	Biskra	Batna	El kantara	Djemoura	Bouzina
$P_i(\text{mm})$	113.31	365.76	91.30	134.21	265.12
$S_i(\text{Km}^2)$	90.3	350.6	706.2	752.8	846.5
$P_i * S_i$	10231.90	128235.45	64476.06	101033.28	224424.08
Pluie moyenne annuelle $P_m(\text{mm})$					192.40

III.3.1.3 Distribution statistique des pluies annuelles :

Sa réalisation par la méthode graphique nécessite les opérations suivantes :

- ✓ On a classé les 33 hauteurs annuelles de pluie par ordre décroissant, en attribuant à chaque variable son rang.
- ✓ On détermine les fréquences expérimentales correspondantes.
- ✓ On porte dans un graphique de Gauss, les fréquences en abscisses et les pluies moyennes annuelles en ordonnée puis on trace la droite d’ajustement permettant d’envisager la loi de probabilité.

Cette démarche étant suivie pour toutes les stations du bassin versant l’oued Biskra.

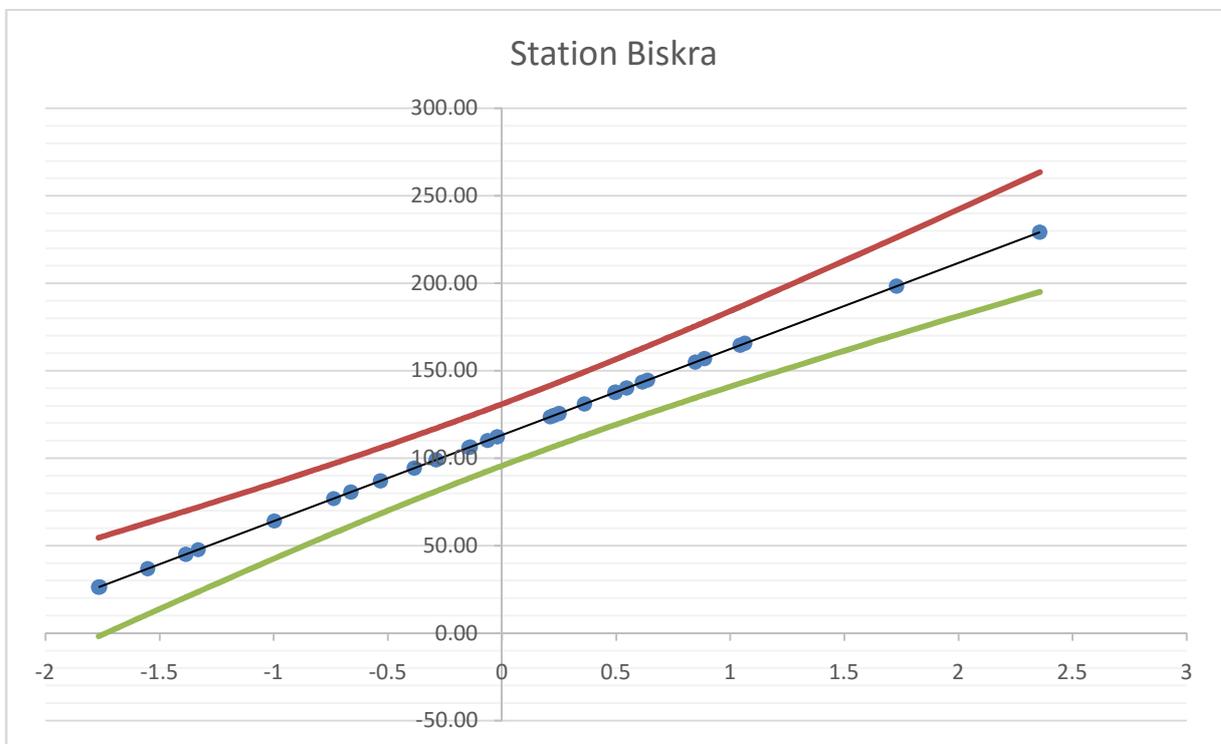


Figure III.6 : Ajustement des précipitations annuelles station Biskra à la loi normale

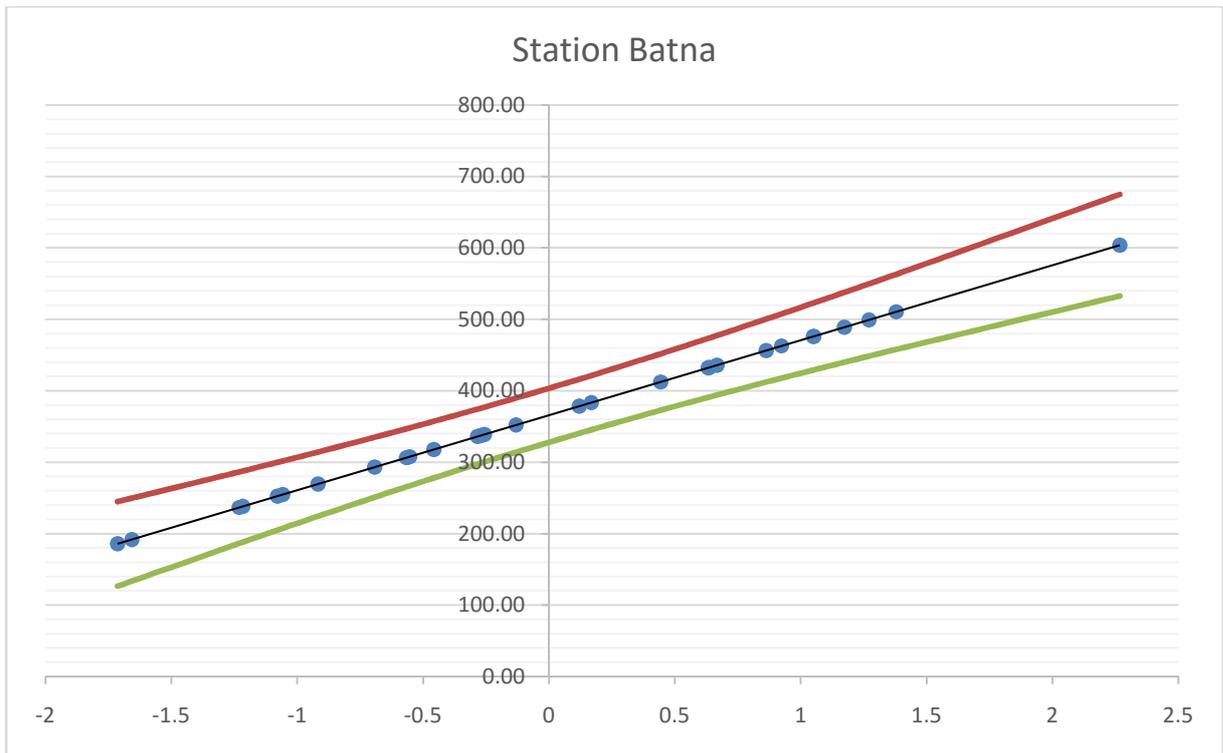


Figure III.7 : Ajustement des précipitations annuelles station Batna à la loi normale

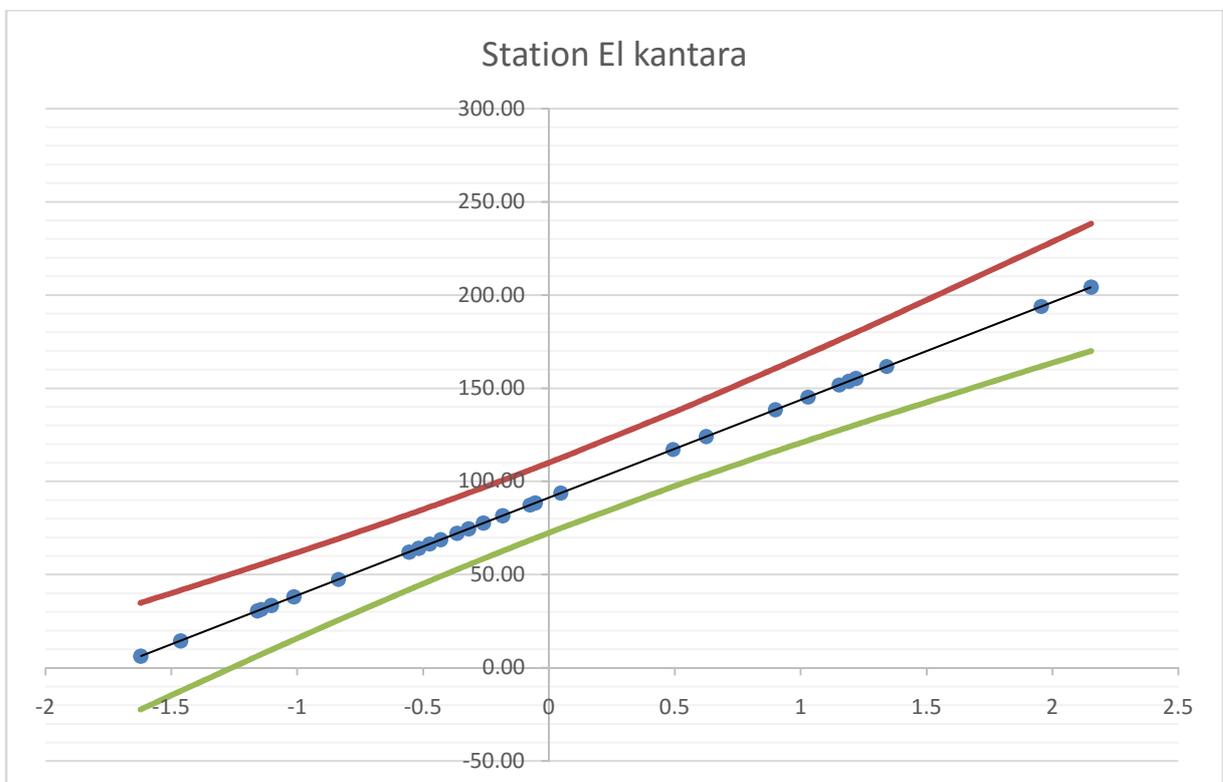


Figure III.8 : Ajustement des précipitations annuelles station El kantara à la loi normale

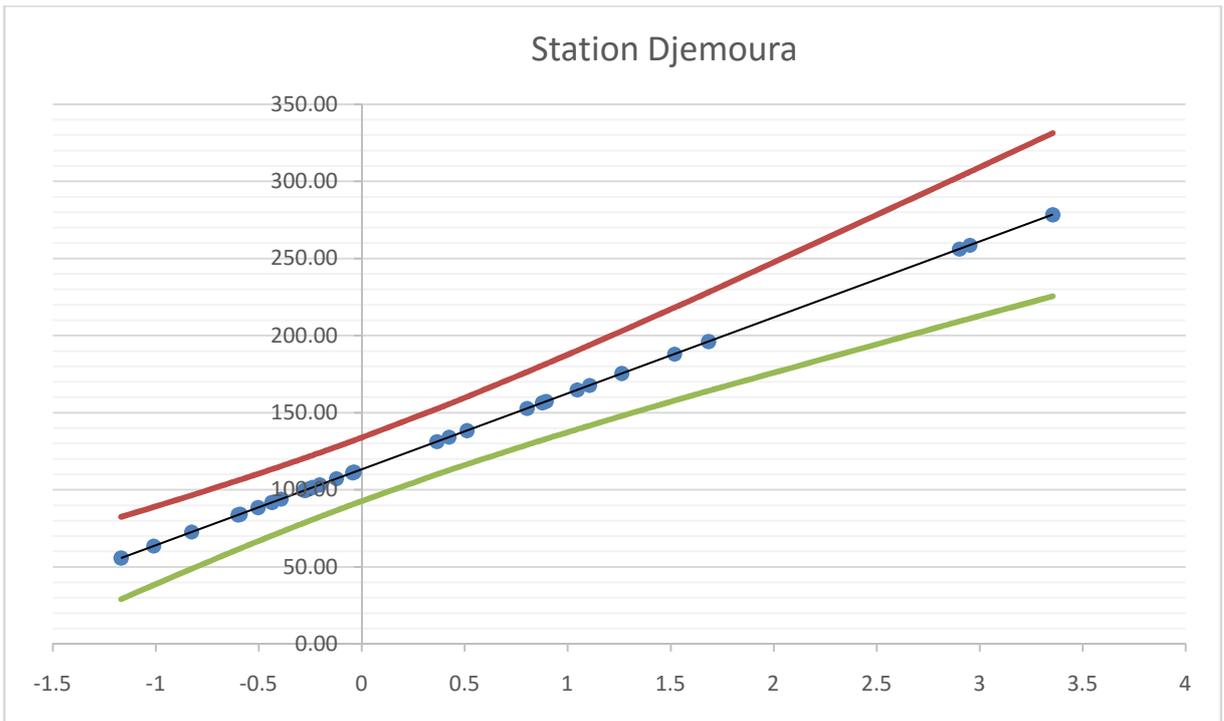


Figure III.9 : Ajustement des précipitations annuelles station Djemoura à la loi normale

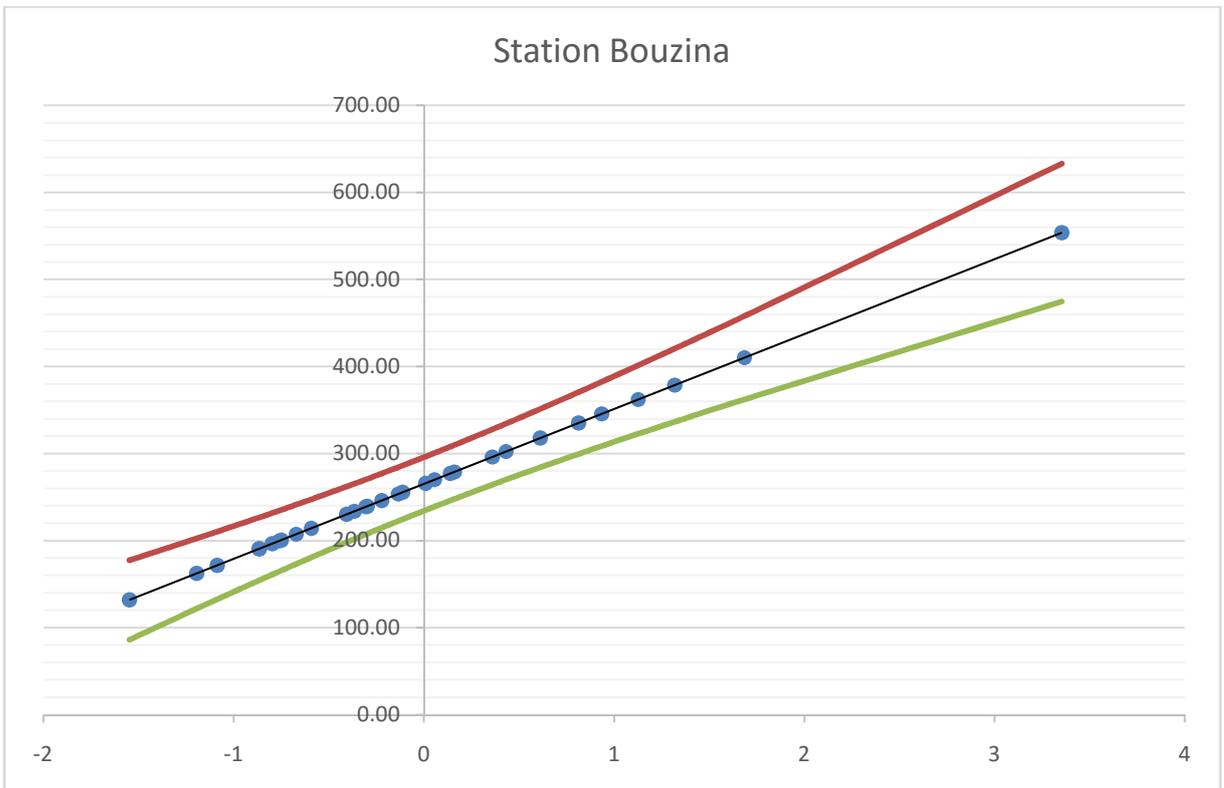


Figure III.10 : Ajustement des précipitations annuelles station Bouzina à la loi normale

Lorsqu'on procède à un ajustement d'une loi théorique de probabilité pour un échantillon la question qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte d'une façon satisfaisante.

Un examen graphique aussi intéressant qu'il soit ne pourrait suffire, il faut pouvoir tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé.

On utilise à cette effet le teste de khi deux X^2 , les règles d'emploi sont les suivantes :

- ✓ Le découpage en classes qui doit introduire des classes d'égale probabilité théorique et d'un effectif théorique d'au moins cinq valeurs par classe.
- ✓ Calcule de X^2 :
$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(f_{oi} - f_{ti})^2}{f_{oi}}$$
- ✓ Calcul de nombre de degré de liberté. $\nu = k - 1 - 2. [1]$

Tableau III.21 : le teste de khi deux et l'intervalle de confiance

Station	X^2	Décision	Intervalle de confiance
Biskra	1.85	Accepté	49.3 < \bar{X} < 130.92
Batna	1.10	Accepté	328.19 < \bar{X} < 403.32
El kantara	3.85	Accepté	72.51 < \bar{X} < 110.05
Djemoura	9.38	Accepté	113.64 < \bar{X} < 154.78
Bouzina	1.9	Accepté	234.33 < \bar{X} < 295.91

Donc on conclut que les données pluviométriques des 5 stations s'ajustent a la loi normale.

Alors les quantités estimées pour les différentes stations du bassin de l'oued Biskra et pour les probabilités de retour retenues, sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.22 : Précipitations annuelles fréquentielles en (mm).

Période de retour	2(ans)	5(ans)	10(ans)	50(ans)	100(ans)
Station					
Biskra	113.31	154.74	176.40	214.41	227.83
Batna	365.76	454.11	500.29	581.36	609.98
El kantara	91.29	135.42	158.49	198.98	213.28
Djemoura	134.21	182.59	207.88	252.28	267.95
Bouzina	265.12	337.53	375.38	441.82	465.27

III.3.2 Pluies journalières maximales

L'analyse des précipitations journalières maximales et même des hauteurs de pluie horaire présente un intérêt particulier, pour les études de protection contre les crues.

Ces pluies exceptionnelles alimentent largement les crues et les transports solides des oueds surtout dans les terrains fortement dénudés qui occupent une partie importante du bassin là où les inondations risquent de se produire.

III.3.2.1 Distribution statistique des Pluies journalières maximales

Afin de faire ressortir cette irrégularité temporelle de pluie extrême, une étude fréquentielle nous permet de caractériser et d'estimer les précipitations exceptionnelles, pour les différentes durées de récurrence, la loi qui s'ajuste mieux aux valeurs extrêmes est celle de Gumbel, sa réalisation par la méthode graphique nécessite les opérations suivantes :

- ✓ Classé les pluies maximales journalières observées par ordre croissant.
- ✓ Classé les probabilités expérimentales.
- ✓ Reporté les couples ($P_{J\text{Max}}$, F_x) sur papier à échelle de probabilité Gumbel.
- ✓ Calculé les paramètres d'ajustement.
- ✓ Tracé la droite de Gumbel.

Cette démarche étant suivie pour toutes les 4 stations du bassin versant l'oued Biskra (Biskra, Batna, Djemoura, Bouzina).

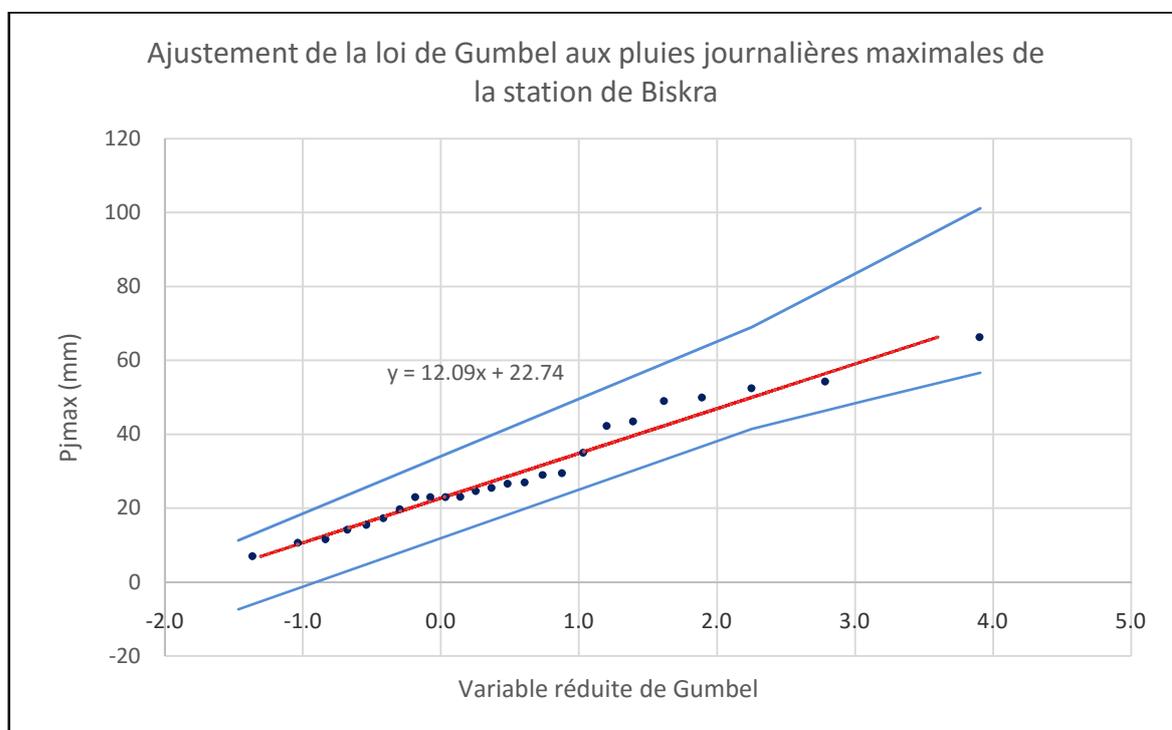


Figure III.11 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Biskra à la loi Gumbel.

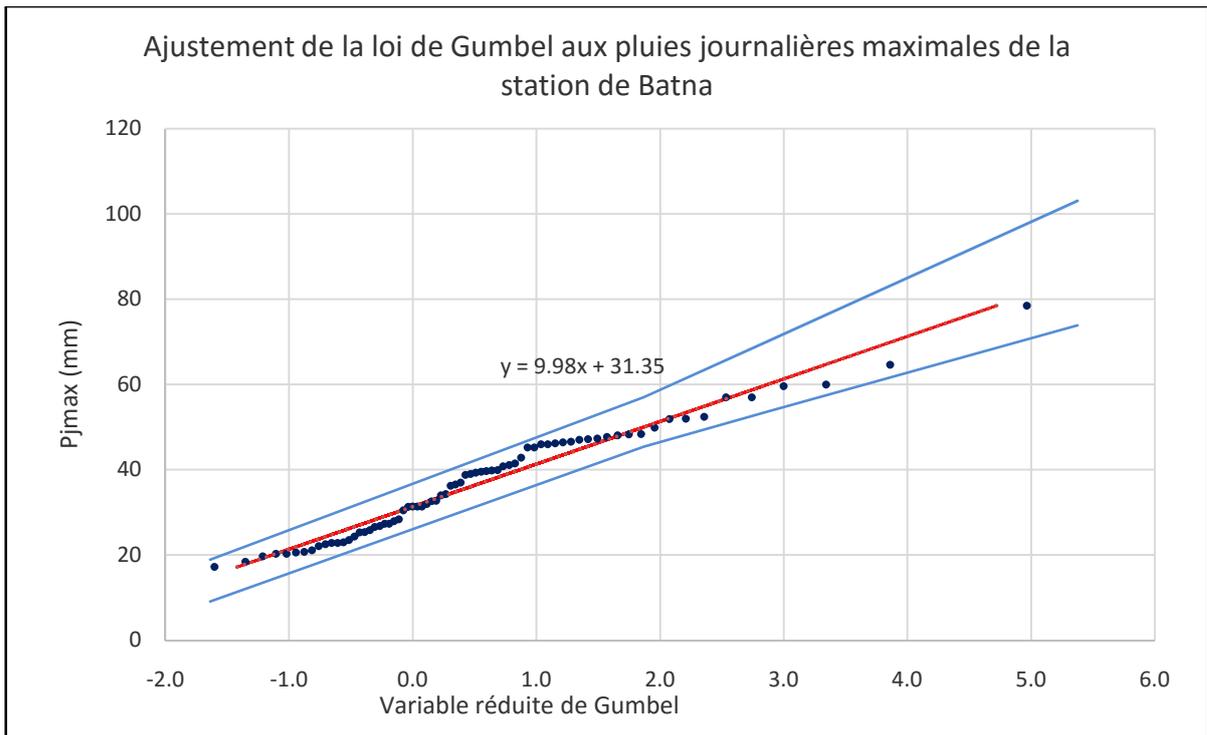


Figure III.12 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Batna à la loi Gumbel

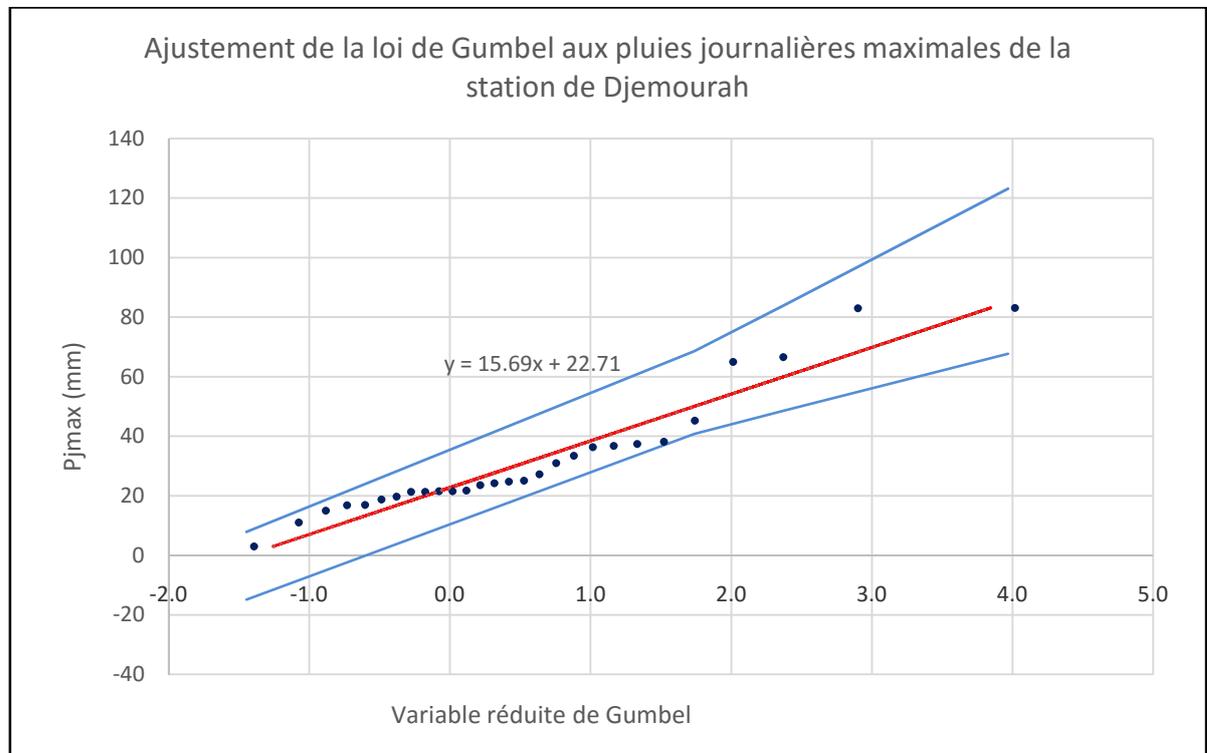


Figure III.13 : Ajustement des Pluies journalières maximales station Djemoura à la loi Gumbel

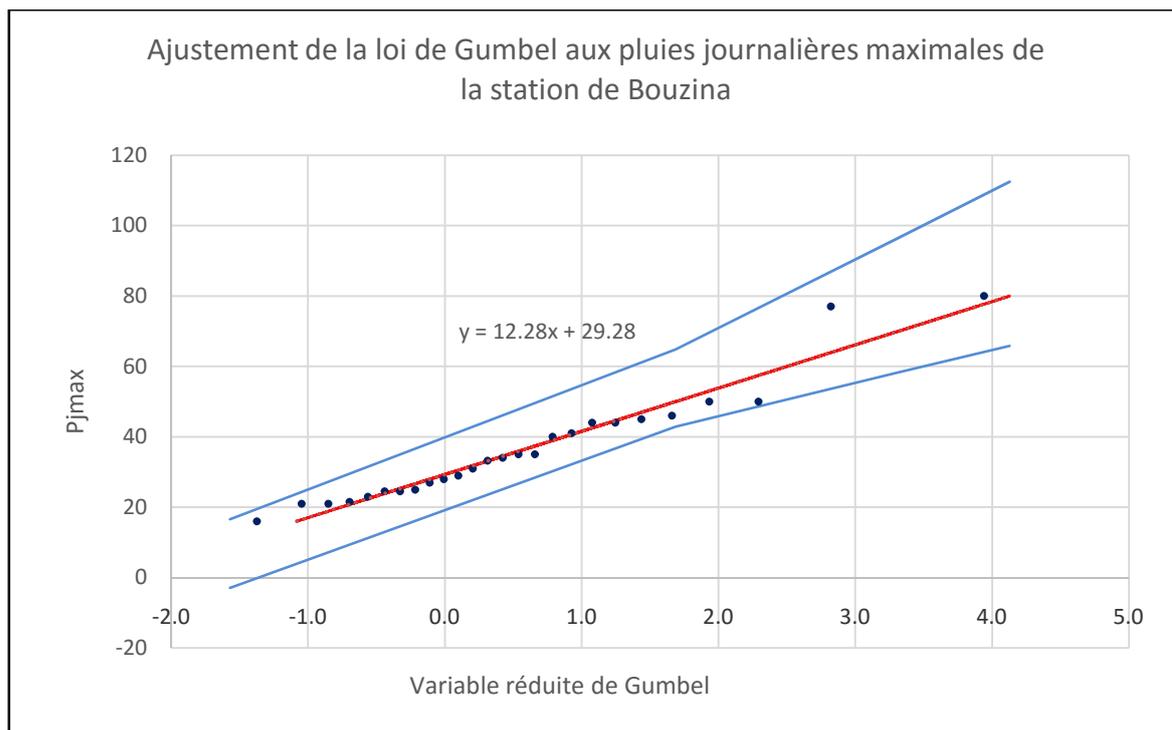


Figure III.14 : Ajustement des Pluies journalière maximales station Bouzina à la loi Gumbel

Tableau III.23 : Pluies journalière maximales fréquentielles en (mm)

Période de retour	2(ans)	5(ans)	10(ans)	50(ans)	100(ans)
Station					
Biskra	27.32	40.98	50.02	69.92	78.33
Batna	36.57	47.47	54.68	70.56	77.28
Djemoura	27.54	43.73	54.44	78.02	88.00
Bouzina	29.86	44.02	53.41	74.05	82.78

Tableau III.24 : Pluies journalière maximales fréquentielles en (mm) pour chaque sous bassin.

Période de retour	2(ans)	5(ans)	10(ans)	50(ans)	100(ans)
Bassin					
Oued Biskra Compl	27.32	40.98	50.02	69.92	78.33
Oued El Hai	36.57	47.47	54.68	70.56	77.28
Oued Djemoura	27.54	43.73	54.44	78.02	88.00

III.3.3 Les courbes IDF (intensité durée fréquence) [1]

Pour mieux caractériser l'écoulement fluvial extrême ayant trait aux crues et les inondations, il faut descendre à une échelle temporelle encore plus fine dans l'analyse des pluies extrêmes, à l'échelle des pluies horaires, pour une analyse complète des événements averse-crue observés sur le bassin.

Cependant, n'ayant pas de données suffisantes, on doit recourir à des formules empiriques qui permettent d'estimer les pluies de courte durée, on adopte la méthode utilisée par l'ANRH d'après **K.Body (1981)** :

$$P(T, t) = P_{j,max,T} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \text{III.15}$$

Avec : $P(T,t)$: pluie de courte de durée de fréquence donnée (mm).

$P_{J, max, T}$: pluie journalière maximale de fréquence donnée (mm).

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique. Tell que : $b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{j,max}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)}$

Tableau III.25 : Valeurs de l'exposant climatique

Station	Pluie journalière maximale	Exposant climatique
Biskra	29.88	0.22
Batna	38.60	0.29
Djemoura	30.67	0.23

Tableau III.26 : Pluie de courte durée pour les sous bassins

Bassin	T (ans)	2	5	10	50	100
	t (heure)					
Oued Biskra Compl	0.5	11.66	17.49	21.34	29.84	33.42
	1	13.58	20.37	24.86	34.75	38.93
	2	15.81	23.72	28.96	40.47	45.34
	3	17.29	25.94	31.66	44.25	49.57
	4	18.42	27.63	33.72	47.14	52.81
	6	20.14	30.21	36.87	51.54	57.74
	12	23.46	35.18	42.95	60.03	67.25
	18	25.64	38.47	46.95	65.63	73.53
	24	27.32	40.98	50.02	69.92	78.33
Oued El Hai	0.5	11.90	15.45	17.79	22.96	25.15
	1	14.55	18.89	21.76	28.07	30.75
	2	17.79	23.09	26.60	34.32	37.59
	3	20.01	25.97	29.92	38.61	42.28
	4	21.75	28.23	32.52	41.97	45.96
	6	24.46	31.76	36.58	47.20	51.70
	12	29.91	38.83	44.72	57.71	63.21
	18	33.64	43.67	50.30	64.91	71.09
	24	36.57	47.47	54.68	70.56	77.28
Oued Djemoura	0.5	11.31	17.95	22.35	32.03	36.12
	1	13.26	21.05	26.21	37.56	42.37
	2	15.55	24.69	30.74	44.05	49.69
	3	17.07	27.11	33.74	48.36	54.55
	4	18.24	28.96	36.05	51.67	58.28
	6	20.02	31.79	39.58	56.72	63.97
	12	23.48	37.29	46.42	66.52	75.03
	18	25.78	40.93	50.95	73.02	82.37
	24	27.54	43.73	54.44	78.02	88.00

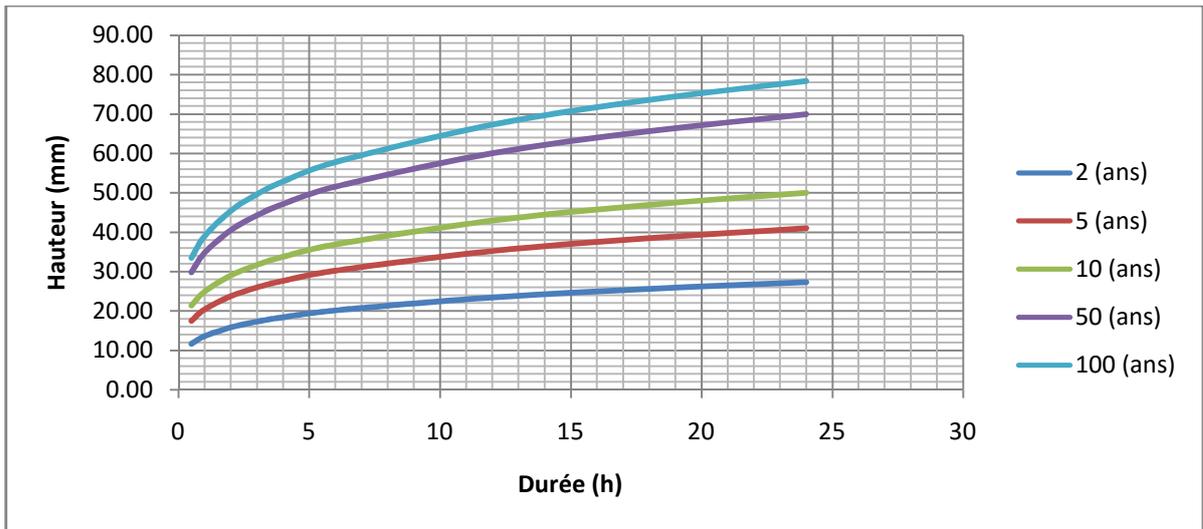


Figure III.15 : Courbes Hauteur – Durée – Fréquence Oued Biskra Compl

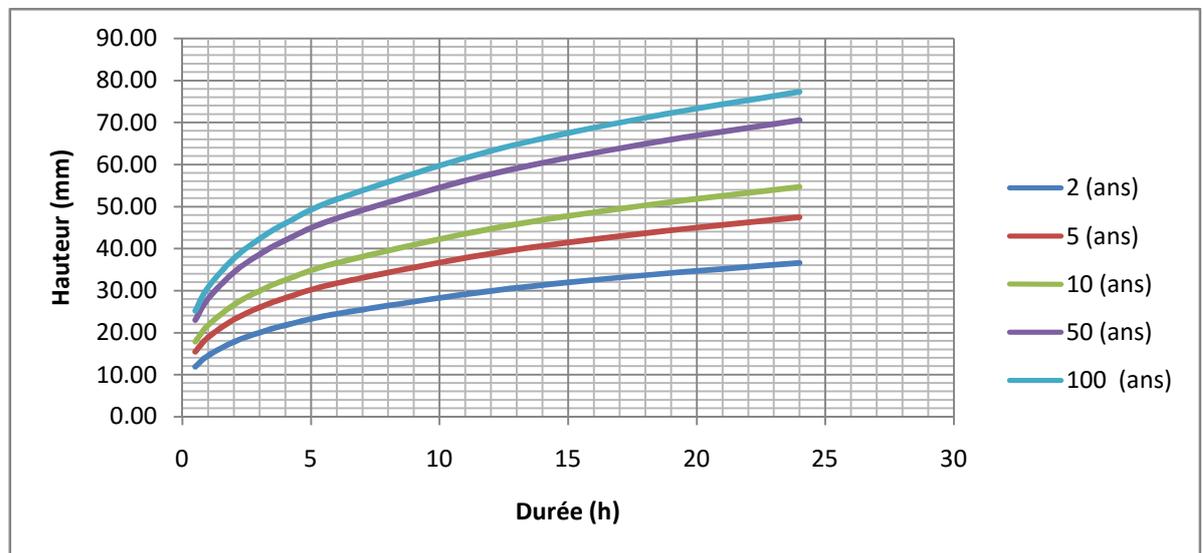


Figure III.16 : Courbes Hauteur – Durée – Fréquence Oued El Hai

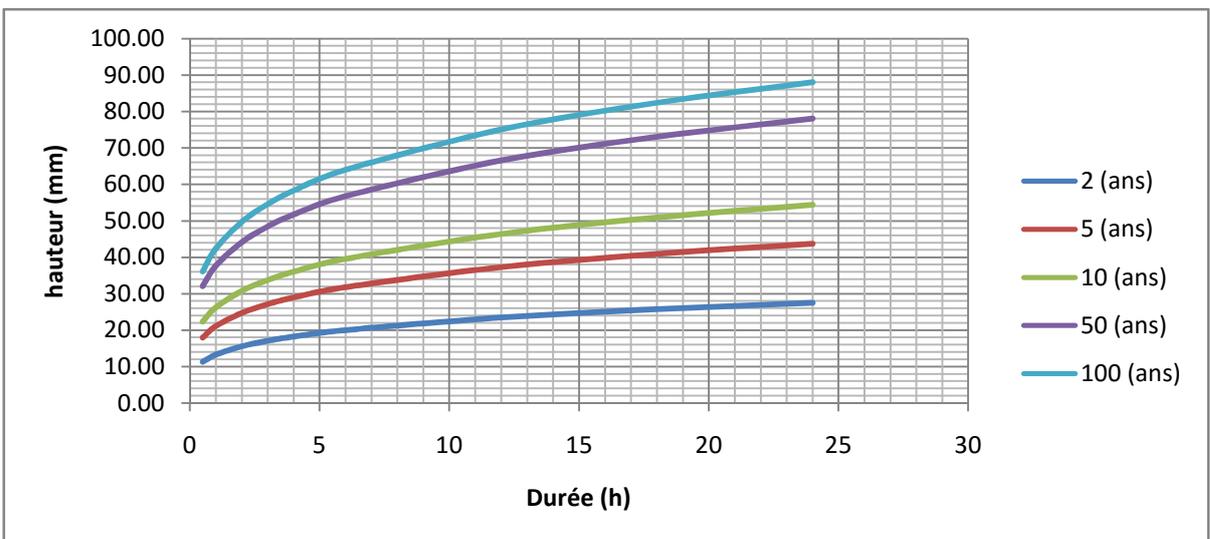


Figure III.17 : Courbes Hauteur – Durée – Fréquence Oued Djemoura

Tableau III.27 : Intensité de courte durée pour les sous bassins.

Bassin	T (ans)	2	5	10	50	100
	t (heure)					
Oued Biskra Compl	0.5	23.32	34.98	42.68	59.68	66.84
	1	13.58	20.37	24.86	34.75	38.93
	2	7.91	11.86	14.48	20.24	22.67
	3	5.76	8.65	10.55	14.75	16.52
	4	4.61	6.91	8.43	11.79	13.20
	6	3.36	5.04	6.15	8.59	9.62
	12	1.96	2.93	3.58	5.00	5.60
	18	1.42	2.14	2.61	3.65	4.09
	24	1.14	1.71	2.08	2.91	3.26
Oued El Hai	0.5	23.80	30.90	35.58	45.92	50.30
	1	14.55	18.89	21.76	28.07	30.75
	2	8.90	11.55	13.30	17.16	18.80
	3	6.67	8.66	9.97	12.87	14.09
	4	5.44	7.06	8.13	10.49	11.49
	6	4.08	5.29	6.10	7.87	8.62
	12	2.49	3.24	3.73	4.81	5.27
	18	1.87	2.43	2.79	3.61	3.95
	24	1.52	1.98	2.28	2.94	3.22
Oued Djemoura	0.5	22.62	35.90	44.70	64.06	72.24
	1	13.26	21.05	26.21	37.56	42.37
	2	7.78	12.35	15.37	22.03	24.85
	3	5.69	9.04	11.25	16.12	18.18
	4	4.56	7.24	9.01	12.92	14.57
	6	3.34	5.30	6.60	9.45	10.66
	12	1.96	3.11	3.87	5.54	6.25
	18	1.43	2.27	2.83	4.06	4.58
	24	1.15	1.82	2.27	3.25	3.67

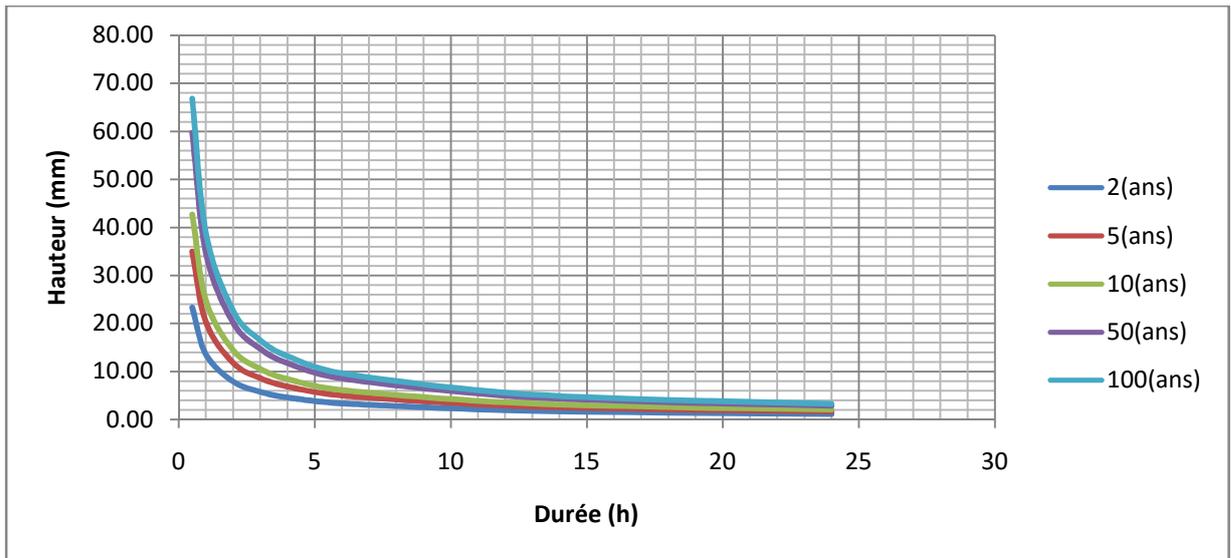


Figure III.18 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence Oued Biskra Compl

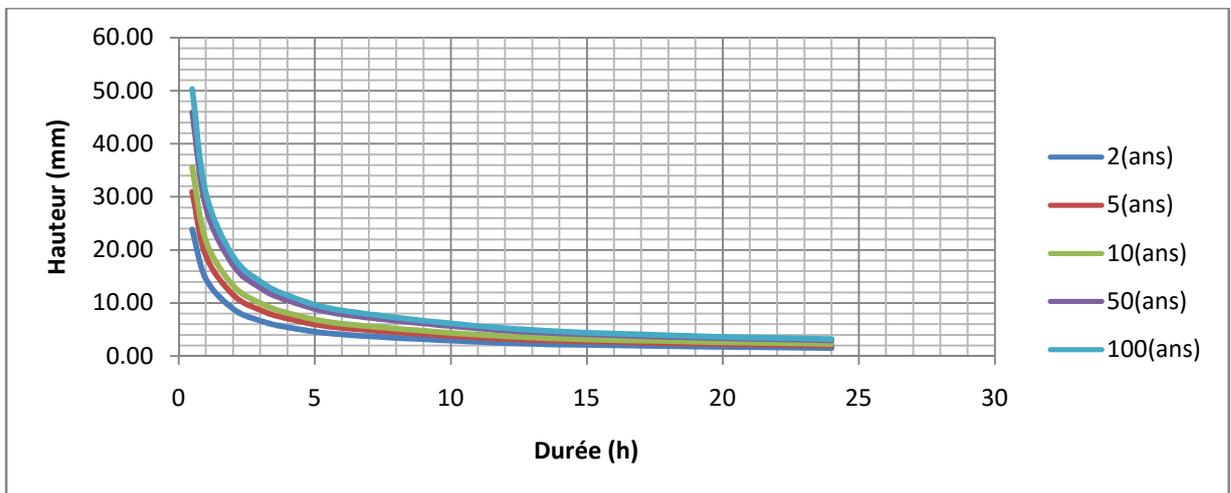


Figure III.19 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence Oued El Hai

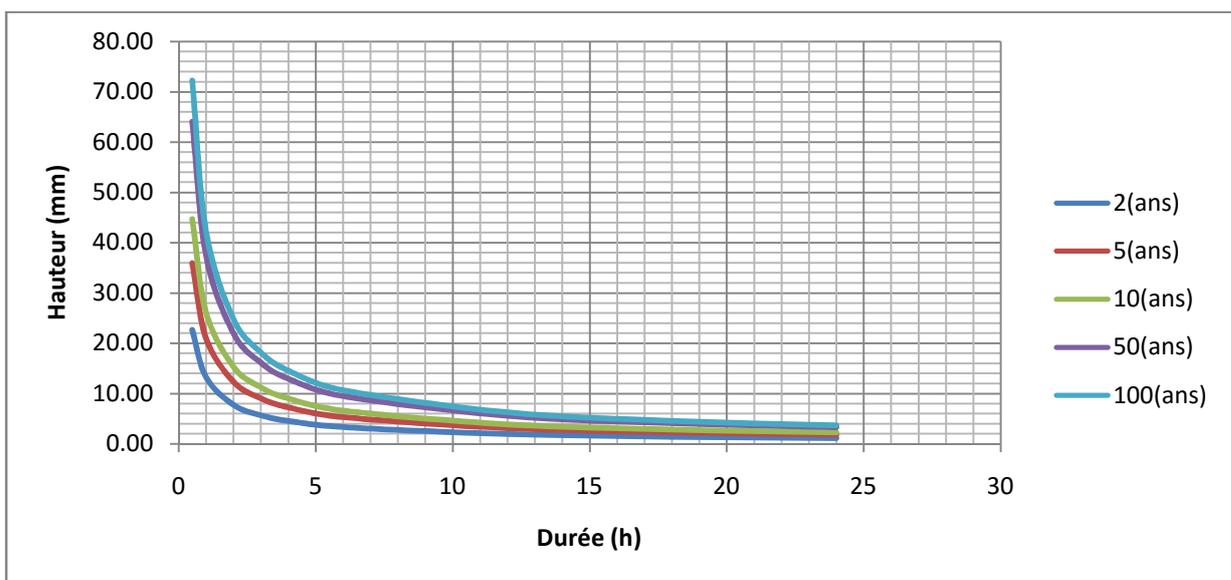


Figure III.20 : Courbes Intensité – Durée – Fréquence Oued Djemoura

III.4 Etude des crues

L'étude des crues permet de mettre en lumière la réaction du bassin pendant un pas de temps réduit, à une averse ou séquence pluvieuse donnée.

III.4.1 Evaluation des débits de crue

Lorsqu'on projette la réalisation d'importants aménagements, on doit déterminer le maximum probable de la crue pour lequel l'ouvrage devra être protégé.

Le bassin versant de l'oued Biskra n'est contrôlé que par deux stations hydrométriques : El Kantara et Djemoura.

Cas où les données hydrométriques n'existent pas

Pour évaluer les débits max, on utilise les formules empiriques qui sont élaborées en fonction de la pluie et des caractéristiques physiques du bassin versant.

III.4.1.1 Formules empiriques

III.4.1.1.1 Formule de Turazza [12]

$$Q_{Max} = \frac{C * H * S}{3.6 * t_c} \quad \text{III.16}$$

Avec : C : coefficient de ruissellement du bassin (0.42).

S : superficie du bassin (Km²).

H : la hauteur totale maximale de pluie relevée pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin.

t_c: temps de concentration (Heure).

Tableau III.28 : Les débits max par la formule de Turazza

Période de retour T (ans)	10	50	100
Q_{Max}(m³/s)			
Oued El Hai	729.38	941.23	1030.84
Oued Djemoura	487.85	699.17	788.70
Oued Biskra compl	39.75	55.57	62.26

III.4.1.1.2 Formule de Mallet et Gauthier [12]

Dans leurs études sur "Les problème de l'eau en Algérie" Mallet et Gauthier ont établi une formule exprimant le débit maximum en fonction des précipitations, de surface du bassin, et la période de retour on peut prendre en Algérie pour un bassin versant $k=1$ et $A=20$, qui sont des coefficients qui dépendent des caractéristiques topographiques, climatologiques et géologiques des bassins.

$$Q_{Max} = 2 * K * \log(1 + A * P) * S * \sqrt{\frac{1+4*\log(T)-\log(S)}{L}} \quad \text{III.17}$$

Avec : Q_{Max} : débit de crue de période de retour voulue (m3/s).

P : pluie moyenne annuelle (m).

S : superficie du bassin versant (km²).

T : période de retour (ans).

L : longueur du talweg principal (km).

Tableau III.29 : Les débits max par la formule de Mallet et Gauthier

Période de retour T (ans)	10	50	100
Q_{Max} (m³/s)			
Oued El Hai	339.44	551.45	620.84
Oued Djemoura	201.10	312.00	349.07
Oued Biskra compl	27.90	38.57	42.34

III.4.1.1.3 Formule de Possenti [12]

$$Q_{Max} = \frac{\mu * S * P_{j Max}}{L_{cp}} \quad \text{III.18}$$

Q_{Max} : débit de crue de période de retour voulue (m3/s).

S : superficie du bassin versant (km²), L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).

$P_{j Max}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

Tableau III.30 : Les débits max par la formule de Possenti

Période de retour T (ans)	10	50	100
Q_{Max} (m³/s)			
Oued El Hai	748.05	965.30	1057.23
Oued Djemoura	429.13	615.00	693.67
Oued Biskra compl	59.29	82.88	92.85

Cas où les données hydrométriques sont suffisantes

Dans le cas où les données hydrométriques sont suffisantes, (nombre d'année supérieur à 20 ans), on peut procéder à un ajustement graphique des débits des crues annuelles par les lois statistiques.

III.4.1.2 Méthode statistique [5]

L'estimation fréquentielle des débits d'une crue est très importante pour le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques qui peuvent être des ouvrages de protection ou d'évacuation.

Parmi les distributions statistiques généralisées, la loi de **Gumbel** est fréquemment utilisée pour rendre compte de la distribution des valeurs extrêmes en hautes eaux.

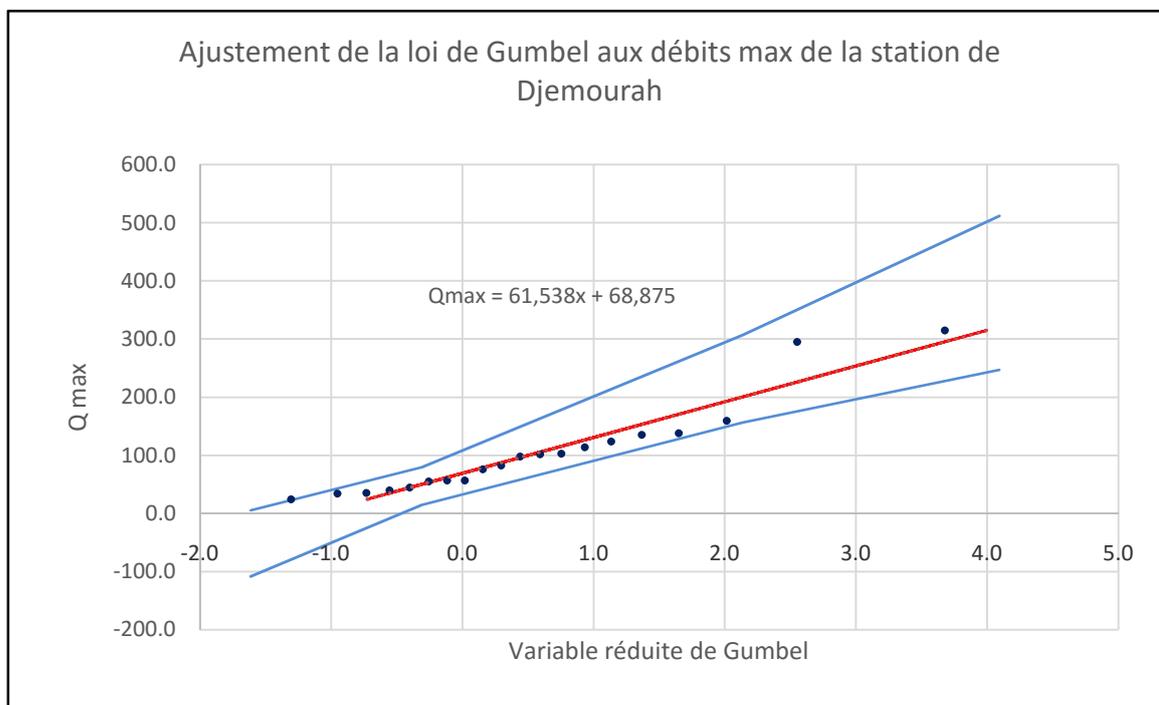


Figure III.21 : Ajustement des Débits maximales station Djemoura à la loi Gumbel

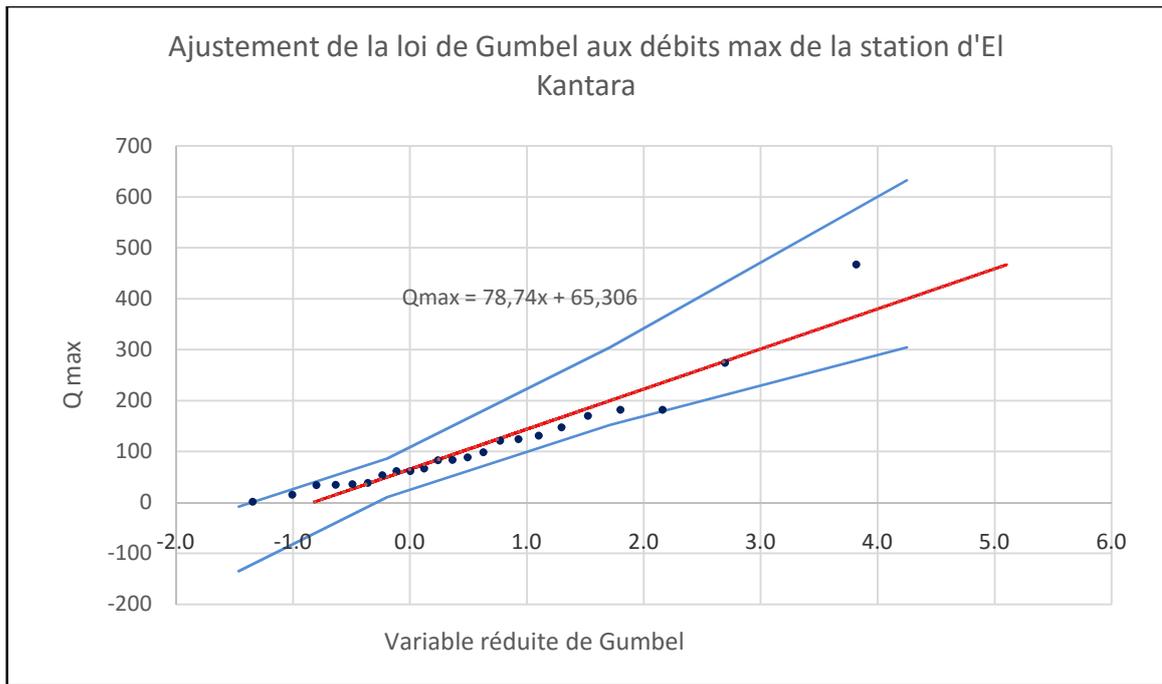


Figure III.22 : Ajustement des Débits maximales station El kantara à la loi Gumbel

Tableau III.31 : Durée de récurrence des débits journaliers maximaux annuels

Bassin Versant	T (ans)	F	Q _{Max} (m ³ /s)
Oued El Hai	10	0.9	272.55
	50	0.98	410.18
	100	0.99	468.36
	1000	0.999	660.62
Oued Djemoura	10	0.9	199.01
	50	0.98	296.16
	100	0.99	337.23
	1000	0.99	472.95

A partir de ces valeurs on peut évaluer les quantiles en termes de crue au bassin de l'oued Biskra complémentaire par la relation suivante :

$$Q_{Crue-Biskra\ compl} = Q_{Crue-ElHai} * \left(\frac{S_{Biskra\ compl}}{S_{ElHai}} \right)^K \quad \text{III.19}$$

K : Est un coefficient régional en fonction du temps et de l'espace. Il est calculé comme suit :

$$K = \ln \left(\frac{Q_{Crue-ElHai}}{Q_{Crue-Djemoura}} \right) - \ln \left(\frac{S_{ElHai}}{S_{Djemoura}} \right) \quad \text{III.20}$$

Tableau III.32 : Débits de crues pour le bassin de l'oued Biskra complémentaire

Bassin Versant	T (ans)	F	K	Q _{Max} (m ³ /s)
Oued Biskra compl	10	0.9	0.72	28.79
	50	0.98	0.72	42.25
	100	0.99	0.73	47.93
	1000	0.999	0.73	66.73

Cas où les données hydrométriques sont insuffisantes

Dans le cas où les données hydrométriques sont insuffisantes, on a recours aux méthodes hydrométéorologiques qui intègrent l'information pluviométrique.

III.4.1.3 Méthode du Gradex [5]

Cette méthode a été mise au point à la Division technique générale du service de la Production Hydraulique d'EDF en 1966. Elle s'appuie sur un minimum d'hypothèses physiques et statistiques simples.

Pour estimer le Gradex, différentes approches sont possibles, lorsque la série d'observation est longue (>30 ans) le plus simple et le plus efficace est d'ajuster directement les pluies maximales annuelles à une loi de Gumbel.

La pente de la droite d'ajustement, bien souvent et surtout pour les pluies, on appelle g "le Gradex" (contraction de gradient de l'exponentielle) (Meylan et Musy, 1999).

A partir des observations des débits (débit moyen maximal annuel en h heures), tracer leur fonction de répartition jusqu'au débit décennal. Exprimer le débit en millimètres en divisant le volume écoulé par la surface du bassin en km².

Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà de 0.9 par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport r égal au rapport débit de pointe sur débit moyen en h heures et sa moyenne \bar{r} sur quelques dizaines de crues. (\bar{r} est habituellement compris entre 1.2 et 1.7)

Appliquer au débit moyen en h heures une affinité égale à \bar{r} pour obtenir la fonction de répartition des débits de pointe.

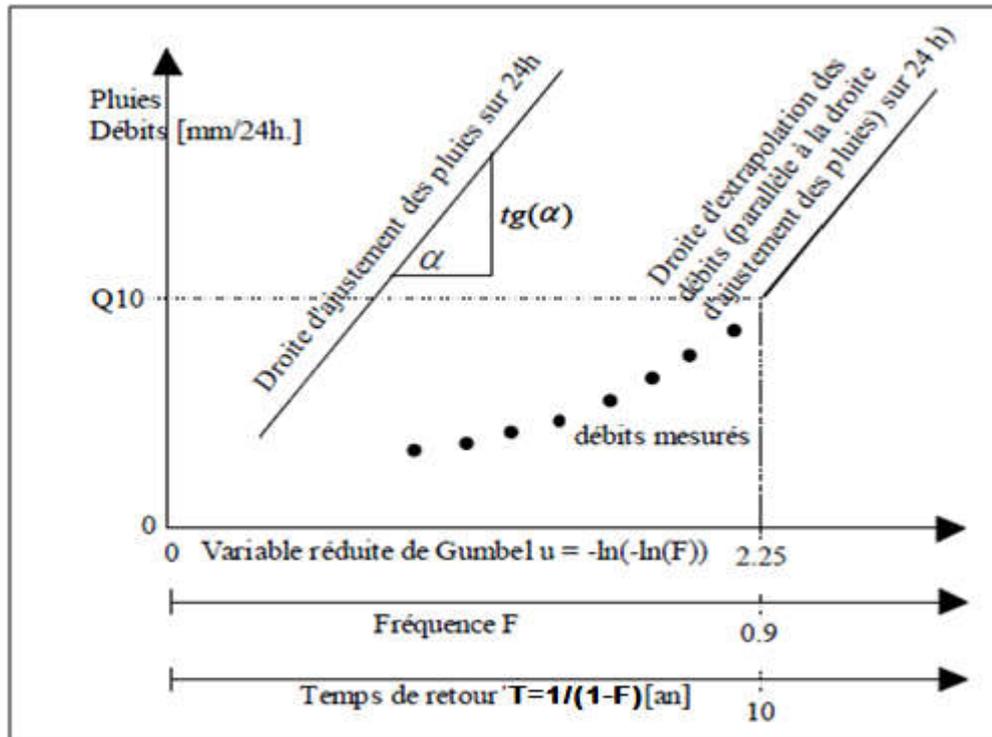


Figure III.23 : Méthode de Gradex

Tableau III.33 : Les débits max par la méthode de Gradex

Bassin Versant	T (ans)	F	Q _{Max} (m ³ /s)
Oued El Hai	10	0.9	777.21
	50	0.98	1205.33
	100	0.99	1386.34
Oued Djemoura	10	0.9	624.13
	50	0.98	957.69
	100	0.99	1098.67
Oued Biskra compl	10	0.9	33.73
	50	0.98	83.08
	100	0.99	103.96

III.4.1.4 Méthode de SCS [12]

La méthode du Soil Conservation Service a été appliquée et calée en région méditerranéenne sur des bassins jaugés, et elle a donnée des résultats assez proches de la réalité. Son principe est le même que celui de l’hydrogramme unitaire ; il est le suivant :

- ✓ On suppose qu’un épisode pluvieux de temps **T** engendre un ruissellement de même période.
- ✓ L’hydrogramme élémentaire, généré par la pluie élémentaire tombée pendant un pas de temps **D**, est supposé triangulaire, avec : $1/3 T_c < D < 2/3 T_c$

Il est caractérisé par :

Son débit de pointe : **Q_P**

Son temps de montée : **T_P = D/2 + 0,6 T_c**

Son temps de descente : **T_d = 1,67 T_P**

Son temps de base : **T_b = T_P + T_d**

La pluie de durée 6D (**P6D**) est décomposée en un hyétogramme moyen défavorable composé de 6 pluies élémentaires :

$$P1=0.08 P6D ; \quad P4=0.49 P6D$$

$$P2=0.09 P6D ; \quad P5=0.15 P6D$$

$$P3=0.11 P6D ; \quad P6=0.08 P6D$$

La lame d'eau ruisselée, LR, est donnée en fonction de la pluie P par une équation du type :

$$\mathbf{LR = f(P, S); \quad LR = \frac{(P-0.2*S)^2}{(P+0.8*S)}} \quad \mathbf{III.21}$$

Avec : P : pluie cumulée (mm) fonction du temps t

S : déficit d’écoulement maximal théorique (mm) : **S=S₀+S₁**

Avec : S₀: seuil de ruissellement (mm),

S₁: est assimilable à une vitesse d’infiltration (mm/h),

t : temps en heures

La résolution de LR = f(P, S) donne, pour une valeur de S égale à S_{Max} à t = 6D, une courbe dite courbe de ruissellement identifiée par son numéro CN (curve number) variable entre 0 et 100 :

$$\mathbf{S_{Max} = 25.4 (1000-10CN) / CN} \quad \text{pour : } t=6D$$

L'évolution du déficit d'écoulement au cours de l'averse est obtenue après identification de S_{Max} par : $S_0 = 0.2 S_{Max}$, $S_1 = (S_{Max} - S_0)/6D$

Le volume ruisselé élémentaire est donc :

$$V_r = LR * A \tag{III.22}$$

Avec : LR : La lame d'eau ruisselée.

A : surface du bassin versant.

$$Q_p = 2 * V_r / T_b \tag{III.23}$$

Cette équation permet de déterminer Q_p , débit de pointe de l'hydrogramme élémentaire

L'application de la méthode SCS a donné les résultats suivants :

Tableau III.34 : Les débits max par la méthode de SCS

	Oued Biskra compl			Oued Djemoura			Oued El Hai		
Temps de concentration T_c (h)	7,6			11,8			14,9		
Temps de montée T_p (h)	6,1			9,1			11,9		
Temps de descente T_d (h)	10,1			15,2			19,9		
Temps de base T_b (h)	16,2			24,2			31,9		
Durée de l'averse 6D (h)	18			24			36		
Période de retour T (ans)	10	50	100	10	50	100	10	50	100
Pluie de durée 6D (mm)	46,5	65	73	62,5	85,7	95,6	59,5	77,8	85,5
Lame ruisselée (mm)	4,6	12,3	16,4	21,9	39,0	46,9	19,9	33,0	38,9
Volume ruisselé (Hm ³)	0,82	2,20	2,93	22,66	40,41	48,59	37,19	61,64	72,80
Débit de pointe (m ³ /s)	28,1	75,4	100,6	520,1	927,7	1115,5	647,7	1073,5	1267,9

III.4.2 Comparaison des résultats et conclusion

Au tableau suivant, sont regroupés les résultats des différentes méthodes de calcul des débits de crues fréquentielles pour chaque sous bassin de l'Oued Biskra.

Tableau III.35 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquentiels par les différentes méthodes

Bassin Versant	Méthodes	Période de retour T		
		10	50	100
Oued El Hai	Turraza	729.38	941.23	1030.84
	Mallet-Gautier	339.44	551.45	620.84
	Possenti	748.05	965.30	1057.23
	Ajustement	272.55	410.18	468.36
	Gradex	777.21	1205.33	1386.34
	SCS	647.7	1073.5	1267.9
Oued Djemoura	Turraza	487.85	699.17	788.70
	Mallet-Gautier	201.10	312.00	349.07
	Possenti	429.13	615.00	693.67
	Ajustement	199.01	296.16	337.23
	Gradex	624.13	957.69	1098.67
	SCS	520.1	927.7	1115.5
Oued Biskra Compl	Turraza	39.75	55.57	62.26
	Mallet-Gautier	27.90	38.57	42.34
	Possenti	59.29	82.88	92.85
	Analogie	28.79	42.25	47.93
	Gradex	33.73	83.08	103.96
	SCS	28.1	75.4	100.6

La position des deux stations hydrométriques El Kantara et Djemoura au niveau des bassins qu'elles contrôlent, nous a conduit à éliminer les résultats de l'ajustement statistique des données mesurées à leur niveau. En Effet, plusieurs affluents qui rejoignent le cours d'eau principal à l'aval des postes hydrométriques n'ont pas été pris en compte ce qui peut entraîner une sous-estimation des débits.

Pour les résultats obtenus par les formules empiriques, on remarque que la formule de Possenti surestime les débits.

Pour les résultats obtenus par la méthode de Gradex et la méthode SCS on remarque que les deux méthodes surestime les débits.

Cela nous amène donc à écarter les débits calculés par les formules empiriques et adopter ceux déterminés par les deux méthodes SCS et Gradex pour le dimensionnement d'un éventuelle ouvrage de protection.

III.4.3 Hydrogramme des crues [4]

L'Hydrogramme des crues est la courbe des débits en fonction du temps, Q(t), Il présente la forme en générale d'une courbe cloche dissymétrique.

L'étude de l'Hydrogramme de crue est nécessaire dans la mesure où elle sert d'outil de base dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

Le débit à l'exutoire se caractérise par un hydrogramme, qui donne en fonction du temps, l'évolution du débit, en générale sous forme continue.

La méthode de Sokolovski [4]

On utilise la méthode analytique de Sokolovski qui assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques :

Montée

$$Q_m = Q_{Max} * \left(\frac{t}{t_c}\right)^m \tag{III.24}$$

Décru

$$Q_d = Q_{Max} * \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^n \tag{III.25}$$

Avec : Q_m : débit de montée (m3/s).

Q_d : débit de décrue (m3/s).

Q_{Max} : débit de pointe (m3/s).

t_c : temps de montée de crue (heure).

t_d : temps de la décrue (heure).

m et n : coefficients (m=2, n=3).

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max obtenus à partir de la méthode de Gradex et leurs périodes de retour, pour Oued El Hai.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	14.00	21.72	24.98
4	56.01	86.87	99.91
6	126.03	195.45	224.80
8	224.05	347.47	399.65
10	350.08	542.92	624.45
12	504.11	781.80	899.21
14	686.15	1064.12	1223.92
14.9	777.21	1205.33	1386.34
16	205.71	319.03	366.94
18	165.63	256.87	295.45
20	131.13	203.36	233.90
22	101.79	157.86	181.56
24	77.18	119.70	137.68
26	56.90	88.25	101.50
28	40.53	62.85	72.29
30	27.64	42.87	49.31
32	17.82	27.64	31.79
34	10.66	16.53	19.02
36	5.73	8.89	10.22
38	2.62	4.06	4.67
40	0.90	1.40	1.61
42	0.17	0.27	0.31
44	0.00	0.00	0.01
44.7	0.00	0.00	0.00

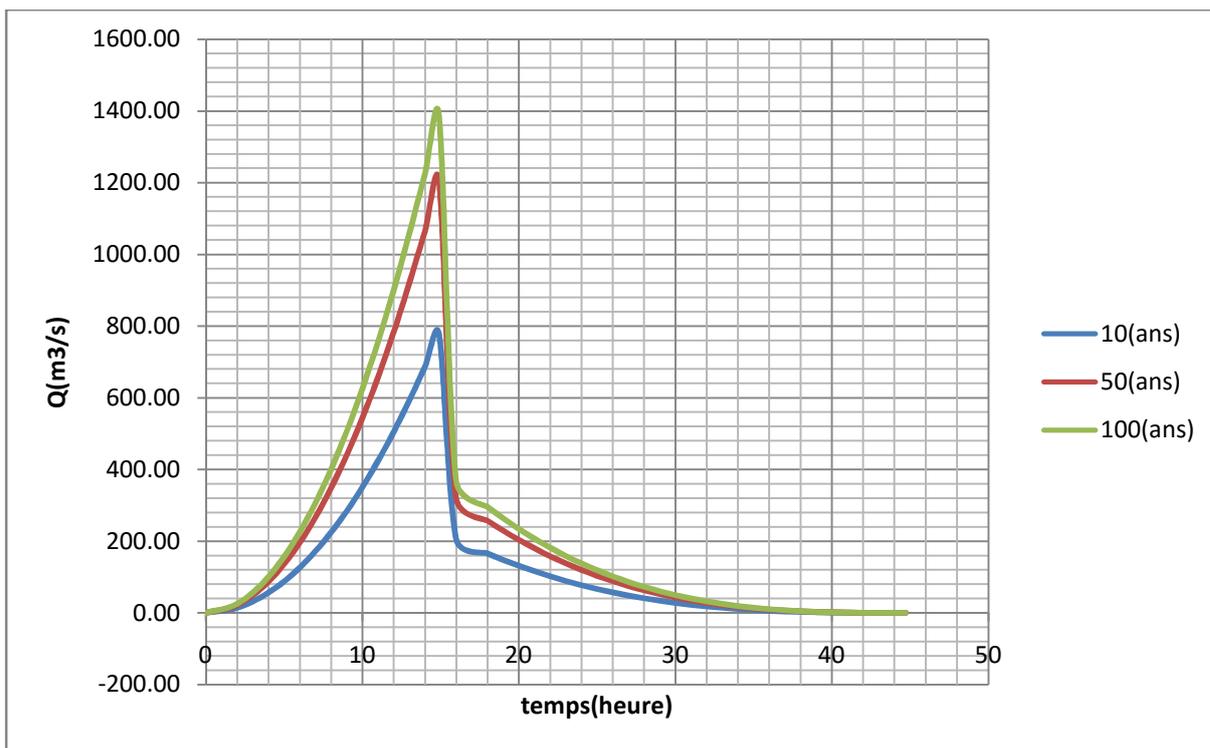


Figure III.24 : Hydrogramme de crue Oued El Hai

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max obtenus à partir de la méthode de Gradex et leurs périodes de retour, pour Oued Djemoura.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	17.93	27.51	31.56
4	71.72	110.05	126.25
6	161.37	247.61	284.06
8	286.87	440.19	504.99
10	448.24	687.80	789.05
11.8	624.13	957.69	1098.67
12	180.27	276.61	317.33
14	137.88	211.57	242.72
16	102.72	157.62	180.83
18	74.12	113.73	130.47
20	51.38	78.85	90.45
22	33.85	51.94	59.59

24	20.84	31.98	36.69
26	11.69	17.93	20.57
28	5.70	8.75	10.04
30	2.22	3.40	3.90
32	0.55	0.85	0.97
34	0.04	0.06	0.07
35.4	0.00	0.00	0.00

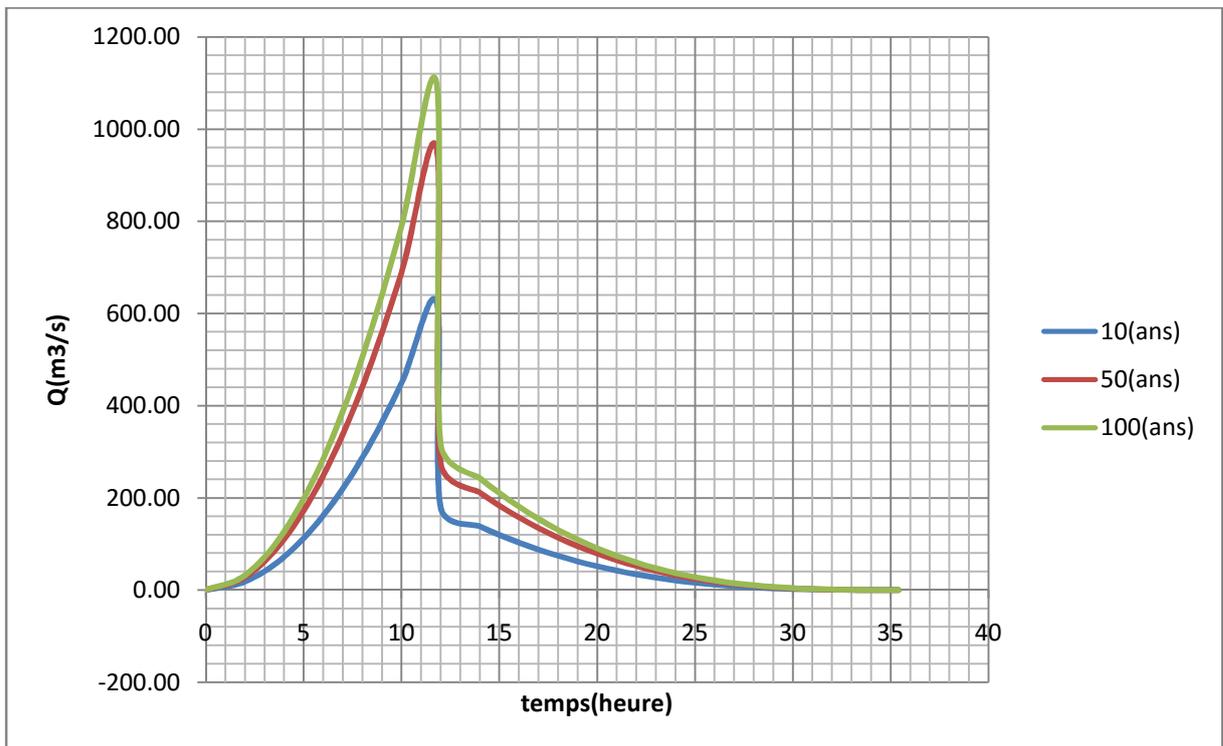


Figure III.25 : Hydrogramme de crue Oued Djemoura

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max obtenus à partir de la méthode de Gradex et leurs périodes de retour, pour Oued Biskra Complémentaire.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	2.34	5.75	7.20
4	9.34	23.01	28.80
6	21.02	51.78	64.80

7.6	33.73	83.08	103.96
10	5.97	14.70	18.39
12	3.58	8.83	11.05
14	1.94	4.78	5.98
16	0.89	2.20	2.76
18	0.31	0.78	0.97
20	0.06	0.15	0.19
22	0.00	0.00	0.00
22.8	0.00	0.00	0.00

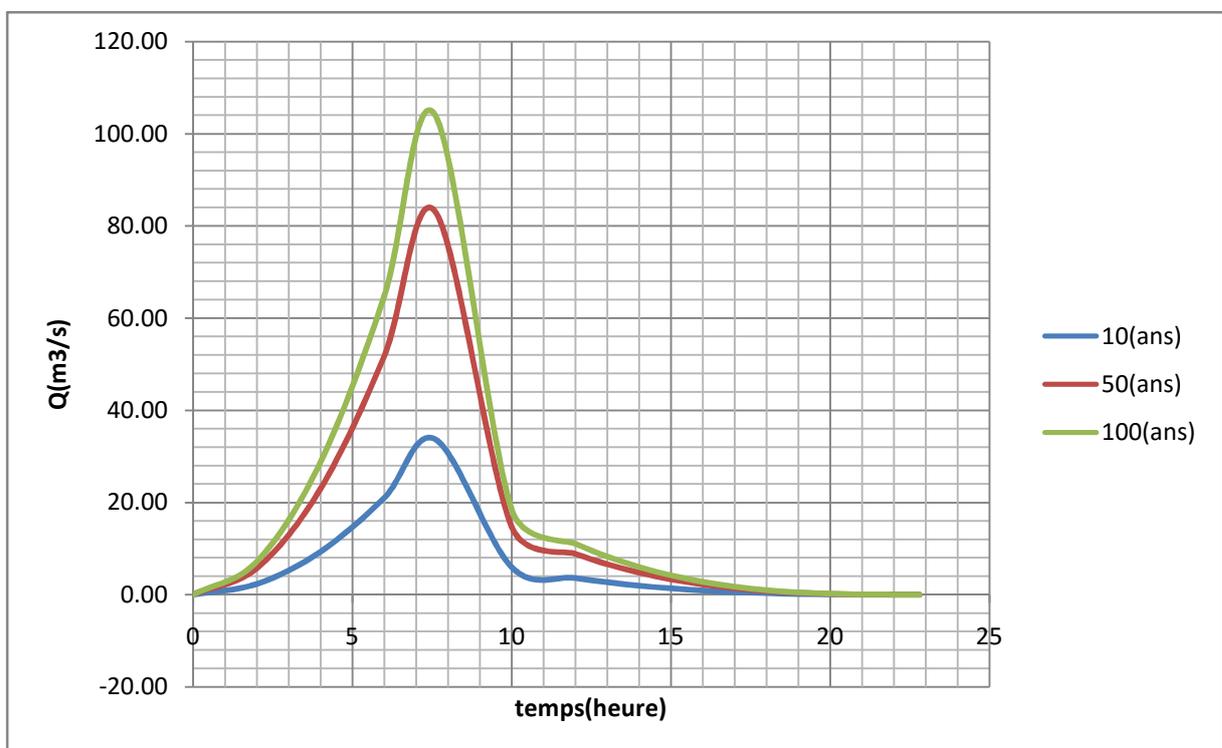


Figure III.26 : Hydrogramme de crue Oued Biskra Complémentaire

Hydrogramme des crues du bassin versant de l'Oued Biskra

Oued Biskra est composé de trois oued (El Hai, Djemoura et Biskra complémentaire), donc pour trouver l'hydrogramme des crues de l'oued Biskra il faut additionner les hydrogrammes des crues des trois oueds.

Pour Oued El Hai il existe un barrage (Fontaine des gazelles) a l'aval, qui ne pose pas le problème de déversement (le volume de déversement est négligeable), Pour cela on élimine Oued El Hai parce que la crue alimente le barrage et est laminée.

Le tableau suivant montre les débits de montée et de décrue pour différents débits max et leurs périodes de retour pour Oued Biskra.

Périodes de retour (ans)	10	50	100
T			
0	0.00	0.00	0.00
2	20.27	33.27	38.76
4	81.06	133.06	155.05
6	182.39	299.39	348.85
7.6	292.63	480.35	559.71
8	324.25	532.25	620.18
10	454.21	702.50	807.44
11.8	627.92	967.02	1110.34
12	183.85	285.44	328.37
14	139.82	216.35	248.69
16	103.62	159.83	183.58
18	74.43	114.50	131.44
20	51.45	79.00	90.64
22	33.85	51.95	59.59
22.8	28.14	43.18	49.54
24	20.84	31.98	36.69
26	11.69	17.93	20.57
28	5.70	8.75	10.04
30	2.22	3.40	3.90
32	0.55	0.85	0.97
34	0.04	0.06	0.07
35.4	0.00	0.00	0.00

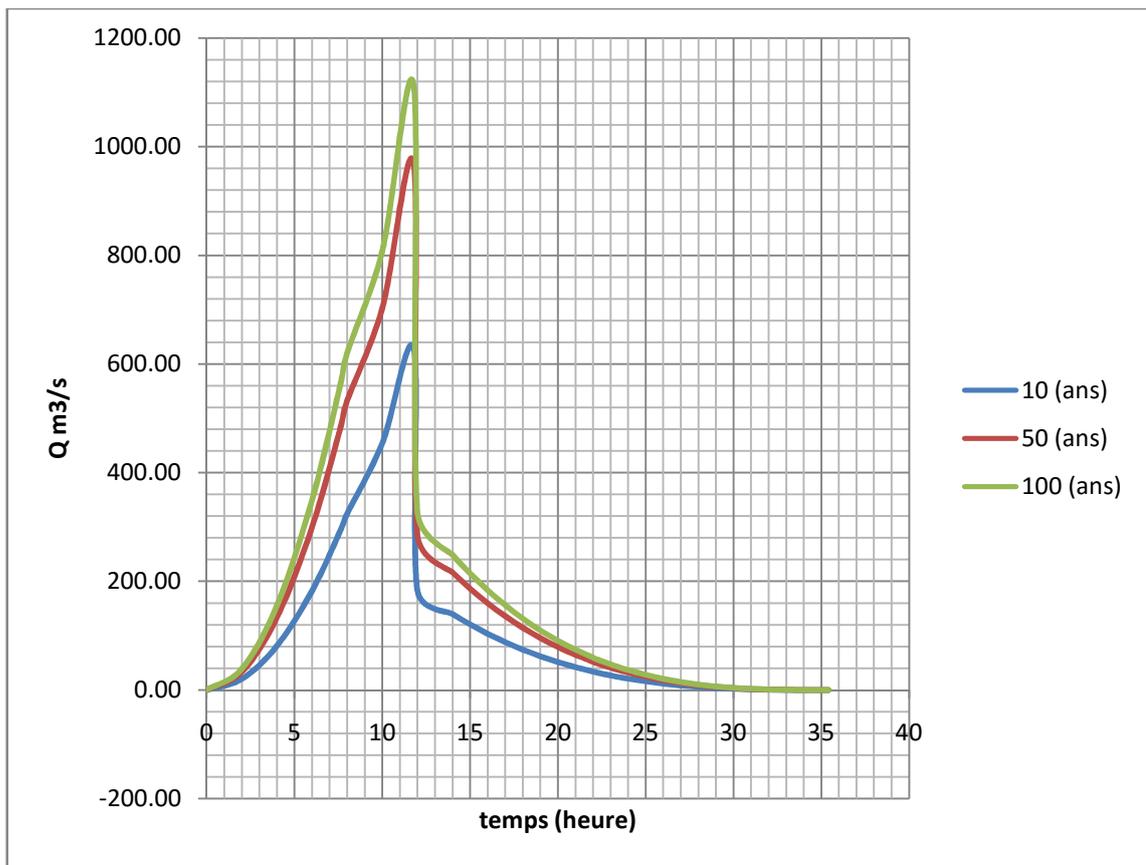


Figure III.26 : Hydrogramme de crue Oued Biskra

III.5. Transport solide

L'étude des transports solides du bassin versant de l'Oued Biskra, se heurte à l'insuffisance des données, aussi bien qualitatives que quantitatives. Dans ce bassin caractérisé par l'irrégularité de la pluviométrie, des averses torrentielles, par un couvert végétal souvent discontinu, l'érosion est très active, essentiellement sur les pentes fortes et les berges des Oueds.

Ainsi les transports en suspension traduisent l'importance des hautes eaux et les crues qui sont la conséquence d'un ruissellement intensif des précipitations torrentielles.

L'apport solide spécifique moyen annuel de l'Oued Biskra sera déterminée à partir des formules empiriques :

III.5.1 Formule Tixeront (1960)[11]

Basée sur les données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie, l'apport solide spécifique moyen annuel dans la région de l'Est Algérien est donnée par :

$$A = 92R^{0,21} \quad \text{III.26}$$

Avec : A : l'apport solide spécifique moyen annuel en (t/Km²/an).

R : écoulement annuel total en (mm).

III.5.2 Formule Sogreah (1969)[11]

Basée sur les données recueillies dans 27 bassins d'Algérie, les superficies varient de 90 à 22300 km².

Les relations de Sogreah inspirées des relations de Tixeront donnent les apports spécifiques moyens annuel en fonction du ruissellement annuel de crue et de la perméabilité des bassins, donnée par :

$$A = 350R^{0,15} \quad \text{III.27}$$

Avec : A : l'apport solide spécifique moyen annuel en (t/Km²/a).

R : écoulement annuel total en (mm).

Tableau III.36 : les apports spécifiques moyens annuel pour chaque sous bassin.

Formules	Transport solide A (t/Km ² /a).		
	Oued El Hai	Oued Djemoura	Oued Biskra Compl
Tixeront (t/Km²/an)	237.40	296.97	248.42
Sogreah (t/Km²/an)	688.87	808.32	711.55

III.6. Conclusion

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps, et fixer ainsi les valeurs des débits traversant la ville de Biskra.

L'exploitation de l'hydrogramme de crue obtenue va nous permettre par la suite de faire une simulation de la crue centennale afin de déterminer les zones à risque d'inondation.

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

IV.1. Introduction

L'étude mathématique des écoulements à surface libre en régime transitoire n'est pas une discipline scientifique nouvelle. Elle a débuté, il y a déjà plus de 200 ans lors de l'essor de l'ensemble des théories mécaniques, avec les travaux de Laplace (1776) et de Lagrange (1781) sur la propagation d'ondes à la surface de canaux. Dès 1871, Barré de Saint-Venant réussit à formuler mathématiquement (par un système d'équations différentielles) le mouvement des eaux à surface libre, pouvant faire l'objet d'une description filaire. Depuis lors, ces équations servent de base aux modèles mathématiques d'écoulement à surface libre.

L'approche de Saint-Venant est une approche que l'on peut qualifier de "particulare" dans la mesure où les conditions globales d'écoulement sont calculées par intégration du mouvement des parties élémentaires du fluide. Le mouvement de chaque tranche élémentaire de liquide est décrit en fonction des lois de conservation de la physique.

IV.2. Modélisation

La modélisation de l'écoulement graduellement varié et non permanent dans le réseau repose sur la résolution des équations de Barré De Saint-Venant. Ces équations, au nombre de deux traduisent la conservation de la masse et conservation de la quantité de mouvement le long de l'écoulement.

IV.2.1. Etablissement des équations de Saint-Venant

C'est en 1871 qu'Adhemar Jean-Claude Barré de Saint-Venant, ingénieur des Ponts et Chaussées, publie une étude des équations de Navier Stokes dans un Compte Rendu de l'Académie des Sciences où apparaissent pour la première fois les équations qui porteront son nom. Depuis, ce système hyperbolique des équations de Saint Venant permet la modélisation des écoulements de fluides à surface libre en milieux "peu profonds". Il est utilisé pour la simulation de nombreux phénomènes naturels dont la prédiction est aujourd'hui devenue un enjeu économique et environnemental de grande importance : étude des crues, le ruissellement, glissement de terrain, protection environnemental (pollution en mer, suivi de rejets en milieux aquatiques), calcul des marées, sédimentologie... Autant de problèmes dont l'approche expérimentale est difficilement envisageable et qui doivent être traités au moyen de la modélisation et en résolvant numériquement les équations de Saint Venant. D'où un grand intérêt ces dernières années pour la résolution numérique de ces équations. Ces dernières sont obtenues à partir des équations de Navier-Stokes avec certaines hypothèses simplificatrices.

IV.2.1.1. Etablissement de l'équation de continuité

L'équation de continuité exprime la conservation de la masse au sein du bief, donc des volumes, si on considère que le fluide est incompressible, ce qui est le cas pour l'eau dans les conditions applicables en rivière ou en réseau d'assainissement [Bertrand & Krajewski, 2006].

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

On recherche le volume stocké au temps $t + dt$ dans l'espace compris entre x et $x + dx$. Ce volume $V_s = (t + dt)$ est égal au volume entrant à l'abscisse x durant dt , plus le volume stocké entre x et $x + dx$ à l'instant t , moins le volume sortant à l'abscisse $x + dx$ durant dt , plus éventuellement le volume extérieur entrant dans le bief entre les abscisses x et $x + dx$ durant dt . Ce volume s'écrit, avec $Q(x, t)$ le débit, $S(x, t)$ la section mouillée, $q(t)$ le débit latéral extérieur (par unité de longueur) et $h(x, t)$ la hauteur d'eau :

$$V_s(t + dt) = \int_t^{t+dt} Q(x, \tau) d\tau + \int_x^{x+dx} S(\gamma, t) d\gamma - \int_t^{t+dt} Q(x + dx, \tau) d\tau + \int_t^{t+dt} q(\tau) dx d\tau$$

Sachant que τ et γ représente des variables de temps et d'espace respectivement.

D'autre part, le volume $V_s(t + dt)$ s'exprime aussi sous la forme :

$$V_s = (t + dt) = \int_x^{x+dx} S(\gamma, t + dt) d\gamma \quad \text{IV.1}$$

En égalant les deux expressions, on obtient :

$$\int_x^{x+dx} S(\gamma, t + dt) d\gamma - S(\gamma, t) dx = \int_t^{t+dt} (Q(x, \tau) d\tau + Q(x + dx, \tau) + q(\tau) dx) d\tau \quad \text{IV.2}$$

En considérant que les fonctions $S(x, t)$ et $Q(x, t)$ sont continués, on peut modifier les termes comme suit :

$$\int_x^{x+dx} (S(\gamma, t + dt) d\gamma - S(\gamma, t) dx) = dx (s(x + a, t + dt) - S(x + a, t)) \quad \text{IV.3}$$

Avec $x + a$ est tel que $a \in [x, x + dx]$

$$\begin{aligned} \int_t^{t+dt} (Q(x, \tau) d\tau + Q(x + dx, \tau) + q(\tau) dx) d\tau \\ = dt(Q(x, t + b) - Q(x + dx, t + b) + q(t + b) dx) \end{aligned}$$

Comme dx et dt sont petits et tendent vers zéro, les termes précédents correspondent aux dérivées partielles des fonctions et on obtient l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} = q(t) \quad \text{IV.4}$$

IV.2.1.2. Etablissement de l'équation dynamique

On s'intéresse à un petit élément de volume liquide au sein d'un écoulement, suffisamment petit pour que les grandeurs physiques y soient homogènes. Cela revient à considérer une particule de fluide au sein de l'écoulement. A partir de l'équilibre des forces auxquelles est soumise cette particule, et en supposant le fluide incompressible, on obtient l'équation de Navier-Stockes avec les variables d'Euler [Carlier, 1986] :

$$\vec{\gamma} = -\frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad}P^*} - \vec{f} \quad \text{IV.5}$$

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

Avec :

P^* : pression (N/m^2) ;

ρ : masse volumique du fluide (kg/m^3) ;

$\gamma = dV/dt$: vecteur accélération (m/s^2)

f : forces de frottement (m/s^2)

On considère un filet liquide représentant la trajectoire de la particule située au point M. Soit s la tangente et n la normale à la trajectoire au point M.

En projetant sur ces deux axes l'équation de Navier-Stokes, on obtient le système suivant:

- Sur la tangente s :

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial V_s}{\partial s} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial s} - f_s \quad \text{IV.6}$$

- Sur la normale n :

$$\frac{\partial V_n}{\partial t} + \frac{V_s^2}{R_c} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial n} - f_n \quad \text{IV.7}$$

Avec, R_c rayon de courbure (m).

En toute généralité, la dérivée partielle de la vitesse sur la tangente par rapport au temps est non nulle et ne peut pas être simplifiée :

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0$$

Si on fait l'hypothèse que la pente du radier ou du fond est faible et que les filets liquides sont parallèles au fond, alors :

$$R_c \rightarrow \infty \text{ et } f_n = 0$$

Et donc :

$$\frac{\partial P^*}{\partial n} = 0 \text{ et } \frac{\partial V_n}{\partial t}$$

Sous l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions et si on assimile \vec{S} à l'axe \vec{x} d'un écoulement monodimensionnel, le système d'équations précédent se simplifie et il reste uniquement : En notant V la vitesse de la particule de fluide le long de l'axe O_x

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial x} - f \quad \text{IV.9}$$

On développe l'expression de pour poursuivre les calculs :

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

$$P^* = P_{atm} + \rho g(x + z)$$

Avec :

P_{atm} : pression atmosphérique (P_a) ;

h : hauteur d'eau au-dessus du filet liquide passant au point M (m) ;

z : l'altitude du filet liquide par rapport à une cote fixe (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

On a donc :

$$\frac{\partial P^*}{\partial x} = \frac{\partial P_{atm}}{\partial x} + \rho g \frac{\partial z}{\partial x} + \rho g \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{IV.10}$$

Si on fait l'hypothèse que la pression atmosphérique ne varie pas avec x ($\frac{\partial P_{atm}}{\partial x} = 0$), et en notant $I = -\partial z / \partial x$, la pente du fond, il vient :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + V \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = gI - f \quad \text{IV.11}$$

En notant : $J = f / g$: la perte de charge par frottement due à la rugosité des parois et à la viscosité du fluide, on écrit finalement :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + V \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad \text{IV.12}$$

IV.2.2. Etablissement du système Barré de Saint Venant

On considère un fluide incompressible. En supposant que :

- ✓ L'écoulement est monodimensionnel selon un axe O_x ,
- ✓ La pente du fond est faible ($\alpha = \sin \alpha = \tan \alpha$),

On obtient donc :

- L'équation de continuité, elle traduit la conservation des volumes transités:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = Q \quad \text{IV.13}$$

- L'équation dynamique, elle traduit la conservation de l'énergie et éventuellement la conservation de la quantité de mouvement si les variables du système sont dérivables :

$$\underbrace{\frac{\partial U}{\partial t}}_{(1)} + U \cdot \underbrace{\frac{\partial U}{\partial x}}_{(2)} + g \cdot \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_{(3)} = g \cdot \left(\underbrace{I}_{(4)} - \underbrace{J}_{(5)} \right) \quad \text{IV.14}$$

Avec :

h : hauteur d'eau (m)

I : pente (m/m)

J : perte de charge (m/m)

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

ε : coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral q , variant de 0 à 1

q : débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur (m^2/s)

Q : débit (m^3/s)

S : section mouillée (m^2)

t : temps (s)

U : vitesse moyenne de l'écoulement sur la section S (m/s)

x : abscisse (m)

Si le débit latéral q est orthogonal à la direction O_x , on prend $\varepsilon = 0$: ce débit latéral n'apporte (s'il est entrant) ni n'emporte (s'il est sortant) aucune quantité de mouvement à l'écoulement principal. Si le débit latéral est parallèle à O_x , on prend $\varepsilon = 1$. Dans les cas intermédiaires, la valeur de ε est comprise entre 0 et 1.

S , Q , U et h sont des fonctions continues des deux variables x et t . Avec la perte de charge J , cela conduit à un système comportant 5 inconnues dès lors que les caractéristiques physiques du bief (aussi appelé tronçon lorsqu'il s'agit d'un réseau d'assainissement) sont définies. [Bertrand & Krajewski, 2006]

Les termes du système précédant expriment :

(1) et (2) sont les termes d'inertie ;

(2) est l'accélération convective ;

(3) est le terme de pression ou de pente de la surface libre ;

(4) est le terme de gravité ;

(5) est le terme contenant les pertes de charge par frottements (Strickler).

Pour résoudre le système, trois hypothèses complémentaires doivent être faites.

Hypothèse 1 : les pertes de charges en régime transitoire sont supposées être calculables de la même manière que pour les écoulements permanents. On a ainsi une expression du type

$$J = f(Q, U, h \dots)$$

Différentes formules existent dans la littérature (voir manuels classiques d'hydraulique à surface libre, Carlier, 1986 ; Graf et Altinakar, 1993, 1996, 2000 ; Chow, 1973 ; Henderson, 1966), par exemple :

- La formule la plus utilisée est celle de Chézy :

$$J = U^2 / (C_h^2 \cdot R_h)$$

Avec : C_h coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$) et R_h rayon hydraulique (m).

Il existe plusieurs possibilités pour définir le coefficient de Chézy, à partir des caractéristiques du matériau constituant la paroi des collecteurs. En assainissement, on utilise en général la formule de Manning-Strickler qui donne l'expression suivante :

$$C_h = K \cdot R_h^{1/6}$$

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

Où K est un coefficient (appelé coefficient de Strickler) qui dépend de la nature des parois. Il varie de 100 (pour des parois lisses) à 25 pour des parois rugueuses.

Hypothèse 2 : la distribution des pressions est hydrostatique et l'accélération verticale est négligeable.

Hypothèse 3 : il faut deux autres relations pour avoir autant d'équations que d'inconnues. On utilise alors les relations reliant la section mouillée S à la hauteur d'eau h , et l'expression du débit Q en fonction de la section mouillée S et de la vitesse moyenne U :

$$S = f(h)$$

$$Q = S \cdot U$$

On obtient alors le système complet de 5 équations à résoudre [Bertrand & Krajewski, 2006]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S = f(h) \\ Q = S \cdot U \\ J = f(Q, Q, h \dots) \\ \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (I - J) \end{array} \right. \quad \text{IV.15}$$

Il faut également définir des conditions aux limites amont et aval du bief et des conditions initiales pour $t = 0$.

Ce modèle est le plus complet et le plus général. Il est applicable sur un bief régulier, c'est à dire un tronçon de caractéristiques homogènes.

Le système ne possède pas de solution analytique. Il faut donc le résoudre numériquement. Pour cela, plusieurs familles de méthodes numériques sont utilisables :

- Résolution par la méthode des caractéristiques (très rarement utilisée en hydrologie urbaine).
- Résolution par éléments ou volumes finis.
- Résolution par des schémas de différences finies (la plus utilisée actuellement en hydrologie urbaine).

IV.2.3. Modèles simplifiés

En raison de la complexité des équations complètes de Saint-Venant, leur résolution n'est possible que depuis l'existence des ordinateurs, c'est-à-dire, à peine un quart de siècle.

Avant d'aborder les méthodes de résolution, nous allons étudier les simplifications possibles des équations du système de Barré de Saint-Venant. Dans la suite, afin d'alléger les écritures, nous considérerons qu'il n'y a pas d'apport latéral, c'est à dire $q = 0$.

L'équation de continuité n'est pas simplifiable et devient :

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

L'équation dynamique comprend devient :

$$\underbrace{\frac{\partial U}{\partial t}}_{(1)} + U \cdot \underbrace{\frac{\partial U}{\partial x}}_{(2)} + g \cdot \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_{(3)} = g \cdot \left(\underbrace{I}_{(4)} - \underbrace{J}_{(5)} \right)$$

En effet, il est rare que tous les termes aient le même ordre de grandeur, en fonction des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites. Différentes études théoriques et expérimentales portant sur la propagation d'une crue ont permis de montrer (Preissmann 1971, Kovacs, 1988) que le terme d'inertie (1) est lié au temps, donc à la vitesse de montée de la crue et que le terme d'accélération convective (2) est lié à la géométrie des conduites. Par exemple, pour les crues en rivières, on a observé que (1) et (2) étaient négligeables devant les autres termes de l'équation. Les termes (4) et (5) de pente et de frottement sont en général du même ordre de grandeur. Il est possible de procéder alors à des simplifications, selon les ordres de grandeur respectifs des différents termes.

IV.2.3.1. Modèles à inertie prépondérante et frottements négligeables :

Les termes (4) et (5) sont négligés, d'où :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

Le modèle donné cette équation est appelé modèle de **l'onde dynamique**. En pratique, il correspond à des ondes de haute fréquence (impulsions brèves et rapprochées) qui ne sont pas des situations fréquentes en hydrologie urbaine où ce modèle est très peu employé.

IV.2.3.2. Modèles à frottements prépondérants et inertie négligeable :

Les termes (1) et (2) sont négligés. Dans ce cas, on obtient le modèle de **l'onde diffusante** :

$$g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (I - J)$$

Si de plus le terme (3) est négligé, on obtient le modèle de l'onde cinématique :

$$g \cdot (I - J) = 0 \Leftrightarrow I = J$$

Ces deux modèles donnent des résultats satisfaisants pour simuler le fonctionnement des réseaux d'assainissement.

Le modèle de l'onde dynamique, généré par les termes d'inertie, et le modèle de l'onde diffusante ne correspondent pas nécessairement à un déplacement de matière, comme dans le cas de la houle par exemple. A l'inverse, le modèle de l'onde cinématique correspond à un

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

déplacement réel de matière. On distingue ainsi le déplacement réel du fluide à la vitesse U et le déplacement de l'onde de débit à la célérité C .

Ces deux grandeurs permettent de définir le nombre de Froude F par la relation :

$$F = \frac{U}{C}$$

- ✓ Si $F < 1$, l'écoulement est dit fluvial (ou infracritique), les ondes se déplacent plus vite que le fluide. Elles peuvent se propager vers l'amont ou vers l'aval. Il faut donc, pour résoudre les équations, poser des conditions aux limites amont et aval.
- ✓ Si $F > 1$, l'écoulement est dit torrentiel (ou supercritique), les ondes se déplacent moins vite que le fluide et se propagent toujours vers l'aval. Pour résoudre les équations, une condition à la limite amont est suffisante.
- ✓ Si $F = 1$, l'écoulement est dit critique. Cet état est instable et n'apparaît normalement que de manière transitoire.

IV.2.3.3. L'onde cinématique

L'équation de l'onde cinématique correspond à un écoulement où :

- l'énergie due à la crue est négligeable devant les forces de pesanteur ;
- l'aval n'a aucune influence sur l'amont ;
- il existe une relation directe $Q = f(h)$ appelée courbe de jaugeage (ou courbe de tarage ou courbe d'étalonnage). Il existe plusieurs expressions possibles de ce type de relation, par exemple :

- Relation de Chézy : $Q = C_h S \sqrt{R_h I}$
- Relation de Manning-Strickler : $Q = K S I^{1/2} R_h^2$
- Autres relations : $Q = a \cdot h^b$ a et b coefficients numériques

Le système d'équations à résoudre devient alors :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ I = J \end{cases}$$

La deuxième équation correspond au fait que la ligne d'eau est supposée parallèle au fond du tronçon d'écoulement.

Si $I = J$, $Q = Q(S)$ car Q ne dépend que de la section $S \Rightarrow S = S(Q)$

Donc :
$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{dS}{dQ} \frac{dQ}{dt}$$

On pose $C = \frac{dQ}{dS}$ et on peut écrire en substituant dans l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \Leftrightarrow \frac{dQ}{dt} \cdot \frac{1}{C} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Chapitre IV Modèles mathématiques des écoulements à surface libre

Le système d'équations peut donc se réduire à une seule équation :

$$\frac{dQ}{dt} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

Avec C la célérité de l'onde.

Si C ne dépend pas du débit Q (donc du temps), on retrouve l'équation de la translation simple et sans déformation de l'onde de crue :

$$Q_s(t + T_0) = Q_e(t)$$

Avec :

Q_s : le débit de sortie du bief (m^3/s)

Q_e : le débit d'entrée du bief (m^3/s)

T_0 : le temps de translation (time-offset) de l'onde le long du bief (s)

Si C dépend du débit, il y a déformation de l'onde de crue.

IV.3. Résolution numérique des équations de Saint-Venant

Le système de Saint-Venant complet ne possède pas de solutions analytiques. Pour le résoudre, il est donc nécessaire d'utiliser des méthodes numériques. Nous avons vu de même que les équations de l'onde de crue diffusante et de l'onde cinématique ne possédaient pas de solutions analytiques.

IV.3.1. Méthode des caractéristiques

On se place dans le plan (x, t) et on cherche les courbes caractéristiques, c'est à dire les courbes où il existe une relation entre le temps et l'espace. Cette relation est utilisée pour remplacer les équations aux dérivées partielles par un système d'équations différentielles totales. La méthode n'est applicable facilement que sous certaines conditions, notamment le fait que la section d'écoulement soit rectangulaire. De plus, le schéma de résolution n'est pas nécessairement conservatif car on est conduit à assimiler les courbes caractéristiques à des droites. Cette méthode des caractéristiques, si elle est une des premières à avoir été mise en œuvre historiquement pour le calcul notamment de la propagation des crues en rivière et est très peu utilisée en pratique pour les calculs en hydrologie urbaine.

IV.3.2. Méthodes par différences finies

La méthode consiste à estimer par approximation les valeurs d'une ou plusieurs fonctions à partir des conditions aux limites. Cette approximation représente une discrétisation du domaine et le remplacement de l'opérateur différentiel par un opérateur aux différences finies (algébrique). En d'autres termes, le domaine de variation continu est remplacé par un ensemble fini de points ou nœuds, délimité par des frontières et formant ainsi un réseau appelé aussi maillage ou grille.[Bertrand &Krajewski, 2006].

IV.3.3. Méthodes des éléments finis

La méthode des éléments finis est la méthode la plus utilisée pour l'étude des structures à trois dimensions, car elle étend les possibilités des méthodes matricielles à un très vaste domaine d'application et permet donc l'analyse des structures complexes. Le principe de cette méthode, consiste à subdiviser la structure étudiée en sous domaine, de forme relativement simple « éléments finis». L'approximation de la solution concernera l'élément constitutif et non pas la structure totale.[Bertrand &Krajewski, 2006]

IV.3.4. Méthodes des volumes finis

Pour les volumes finis il s'agit d'une méthode de formulation intégrale dans l'espace physique des lois de conservation. Bien qu'elle ne soit pas fondamentalement différente aux méthodes aux différences finies ou aux éléments finis, il est d'usage de la considérer à part, parce qu'elle trouve un domaine d'application tout à fait spécifique.

IV.4. Conclusion

Le développement mathématique des équations de Saint Venant à partir des équations de Navier Stokes moyennes dans le temps et dans l'espace, devient un système d'équations qui contient des termes non linéaires.

La complexité de ces équations ne permet pas la résolution analytique, elles doivent être résolues par des méthodes expérimentales ou par des méthodes numériques.

V.1 Introduction

L'étude hydraulique est une partie importante du projet. Comme son nom l'indique nous y allons étudier les débits et les hauteurs d'eau dans la rivière lors du passage de crues. Nous avons principalement utilisé le logiciel HEC-RAS.

V.2 Présentation du logiciel HEC-RAS

V.2.1 Définition [14]

Le logiciel HEC-RAS est un logiciel de simulation de l'hydraulique dans les rivières et canaux développé par le corps des ingénieurs de l'armée américaine. Il permet d'évaluer les débits et hauteurs d'eau sur l'ensemble des sections d'une rivière. Il utilise des équations d'hydraulique à surface libre (Saint-Venant 1D, Manning-Strickler...) et des modèles pour les seuils, le frottement,... etc.

V.2.2 Création du modèle de la rivière [14]

Le modèle de la rivière est constitué d'une succession de sections dans lesquelles on calcule le débit et la hauteur d'eau: elles correspondent au maillage de la rivière. Ces sections ont été mesurées et sont donc assez fidèles à la réalité. On peut y observer le lit majeur et le lit mineur ainsi que l'érosion due aux lacets de la rivière.

Pour effectuer ces calculs, et trouver une solution convergente, le logiciel a besoin d'un espacement limité entre les sections. Par exemple, 50m est raisonnable. Nous avons ainsi la possibilité d'interpoler de nouvelles sections entre les anciennes. Aussi HEC-RAS permet de prendre en compte toutes les irrégularités des sections, pour la modélisation des singularités qui peuvent éventuellement freiner l'écoulement (rétrécissement du aux ponts, chutes sur les seuils).

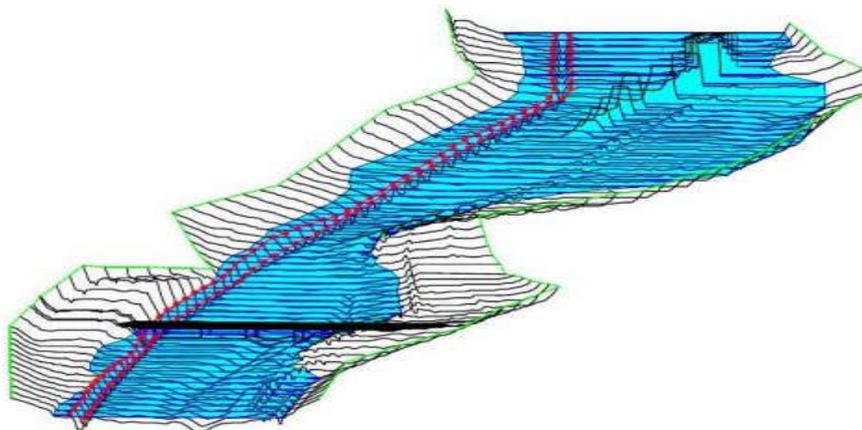


Figure V.1 : Modèle d'une rivière

V.2.3 Les principes de calcul [14]

V.2.3.1 Étude stationnaire

En considérant une étude stationnaire, nous faisons passer le débit de pointe de la crue pour différente période de retour du cours d'eau à aménager dans toutes les sections du bief considéré. L'intérêt de cette simulation est d'identifier les zones de débordement de la rivière.

HEC-RAS est capable de résoudre des problèmes 3D. La ligne d'eau est calculée d'une section à une autre en résolvant l'équation de l'énergie par une méthode itérative. Elle est obtenue à partir de l'équation de quantité de mouvement, et représente la conservation de la charge hydraulique. L'équation résolue est la suivante :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \text{V.1}$$

Avec : Y : hauteur d'eau.
 Z : côte du fond.
 V : vitesse moyenne sur une section.
 g : gravité.
 α : coefficient de pondération.
 h_e : pertes de charge.

Le coefficient de pertes de charge h_e se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$h_e = L\overline{S_f} + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

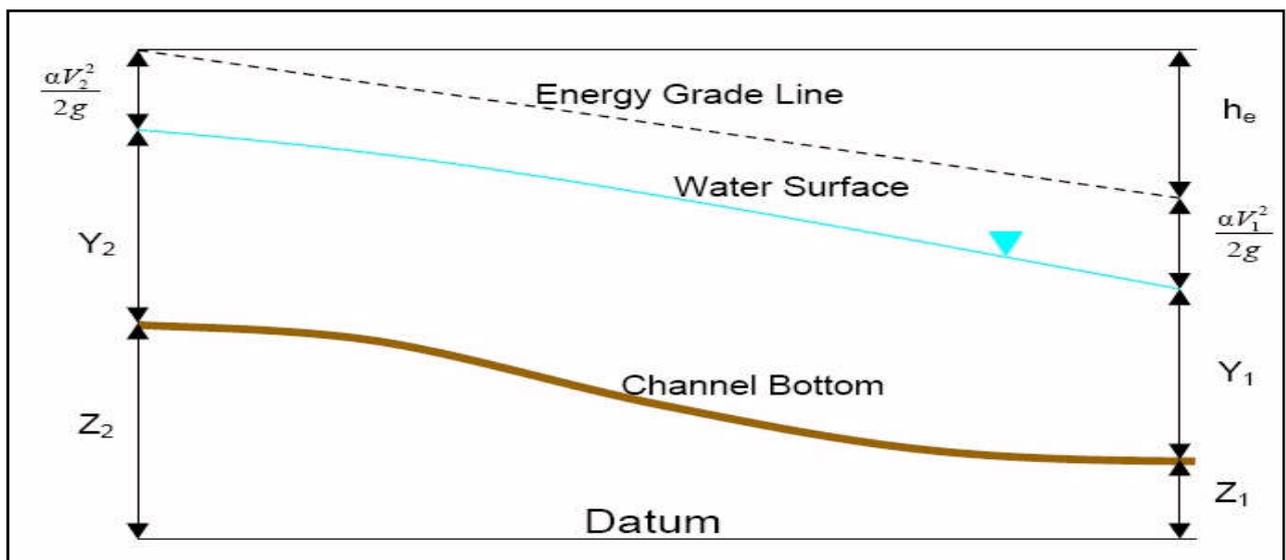


Figure V.2 : Présentation de l'équation de la conservation de la charge hydraulique.

V.2.3.2 Étude instationnaire

De manière générale, nous devons résoudre 2 équations :

✓ L'équation de continuité :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial H\bar{U}}{\partial x} = 0 \quad \text{V.2}$$

En multiplie cette équation par la largeur du canal B on obtient :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{V.3}$$

Avec : S : la section du canal

Q : le débit

✓ L'équation de quantité de mouvement :

$$\frac{\partial H\bar{U}}{\partial t} + \frac{\partial H\bar{U}^2}{\partial x} = g \sin \alpha (Z_s - Z_f) - Hg \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g}{c^2} \bar{U}^2 \quad \text{V.3}$$

En multiplie cette équation par la largeur du canal B on obtient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (VQ)}{\partial x} = Bg \sin \alpha (Z_s - Z_f) - Sg \cos \alpha \frac{\partial h}{\partial x} + B \frac{g}{c^2} \bar{U}^2 \quad \text{V.4}$$

Alors :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (VQ)}{\partial x} = Sg \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) + B \frac{g}{c^2} \bar{U}^2 \quad \text{V.5}$$

Avec : Q : le débit.

V : la vitesse.

B : la largeur.

$\frac{\partial h}{\partial x}$: la pente de la hauteur d'eau.

S_f : la pente de la ligne d'énergie (pente de frottement)

Pour résoudre ces équations, le logiciel utilise la théorie des différences finies qui est à la fois pratique et simple pour ce cas 1D. Il utilise un schéma implicite qui permet d'utiliser un pas de temps beaucoup plus important que dans le cas du schéma explicite.

V.3 Les Données principales pour la simulation**V.3.1 Levé topographique**

Le Levé topographique a été établi sur la zone d'étude à une échelle 1/1000, ce levé est rattaché :

- ✓ Pour les coordonnées X et Y en plan au système de projection UTM fuseau 31.
- ✓ Pour les coordonnées Z au système NGA (Système Général de Nivellement d'Algérie).

V.3.2 Profil en long

Le profil en long est tracé à partir du levé topographique de cours d'eau avec une échelle verticale 1/100 et une échelle horizontale 1/1000.

V.3.3 Profils en travers

Les profils en travers sont tracés perpendiculairement à la direction d'écoulement sur une bande de largeur variable d'un oued à un autre.

V.3.4 La rugosité

- n = 0.04 pour le canal en terre.
- n = 0.025 pour le canal en gabions.
- n = 0.014 pour le canal en béton.
- n = 0.02 pour le canal en perrés maçonnerie.

V.4 Simulation hydraulique de l’oued de Biskra

En se basant sur les données collectées pour notre cas d’étude, nous avons suivis les étapes pour la saisie des données nécessaires pour une simulation hydraulique par le logiciel HEC-RAS.

Pour l’obtention du modèle de l’oued nous avons utilisé le logiciel COVADIS pour tracer le lit de l’oued et les sections en travers et avoir leurs altitudes.

La longueur de l’oued est de 11400 mètres et pour une meilleure représentation de la zone d’étude on a tracé 116 profils en travers avec une distance de 100 mètres entre eux.

En premier lieu, le travail consiste à saisir les données sur le logiciel HEC-RAS :

- ✓ Le tracé de l’oued.
- ✓ Les profils en travers (116 profils).
- ✓ La rugosité pour chaque section ($n= 0.4$ canal en terre).
- ✓ L’hydrogramme de crue (la crue centennale).

La figure suivante représente le tracé de l’Oued et les sections en travers :

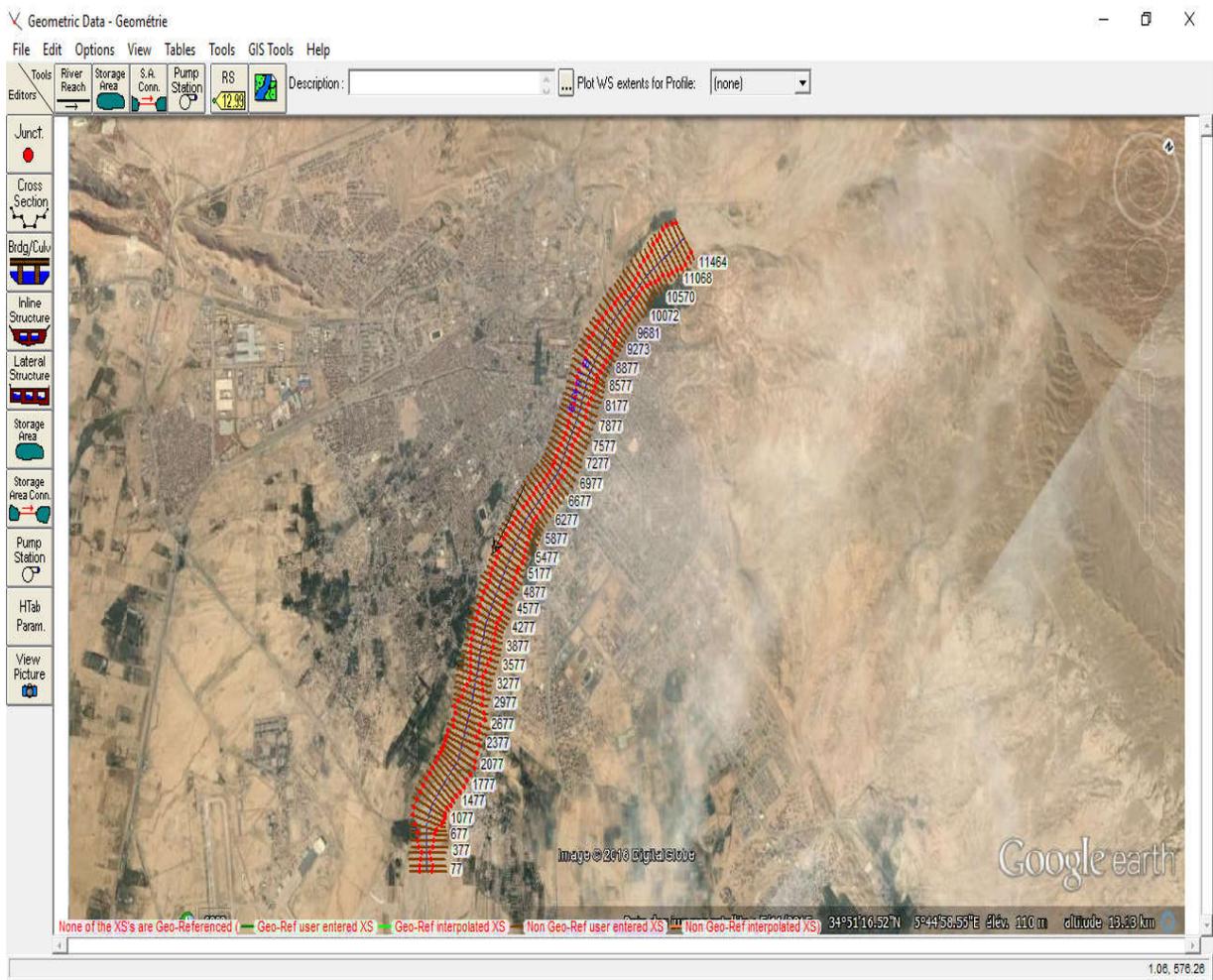


Figure V.3 : Tracé de l’Oued et les sections en travers

La figure suivante représente un profil pour une section en travers :

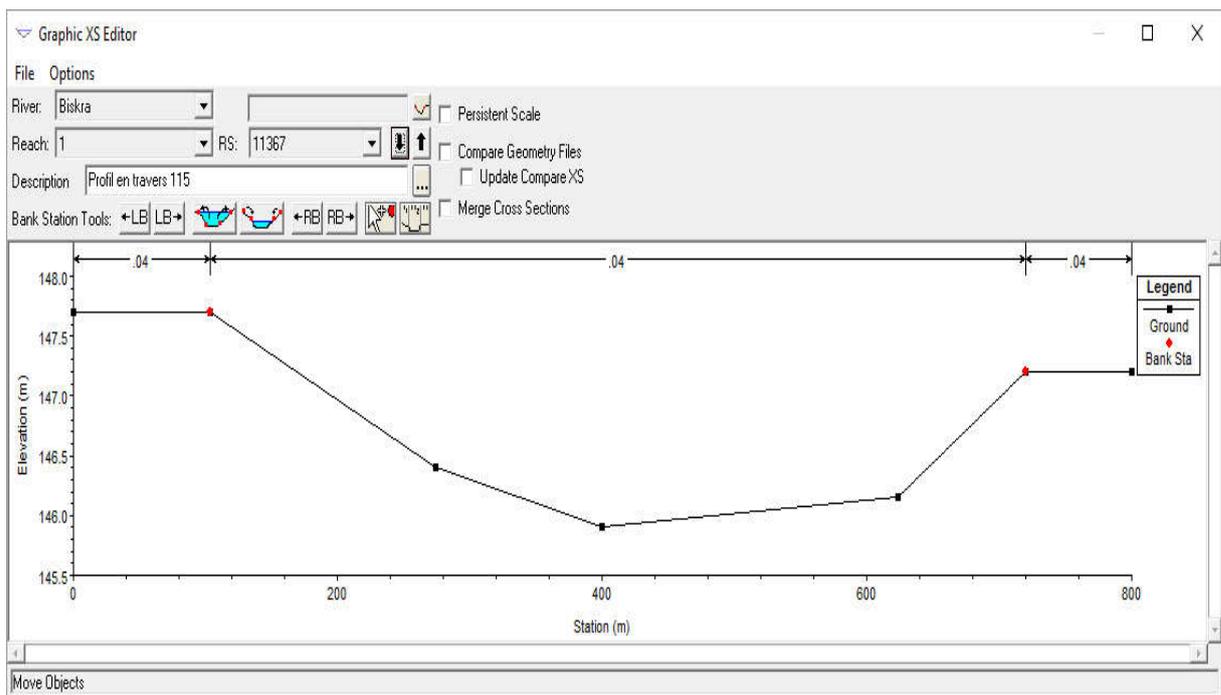


Figure V.4 : Le profil pour la section en travers 115

V.5 Résultats de la simulation hydraulique par le logiciel HEC-RAS :

Une fois le modèle de l'Oued construit, on a lancé la simulation

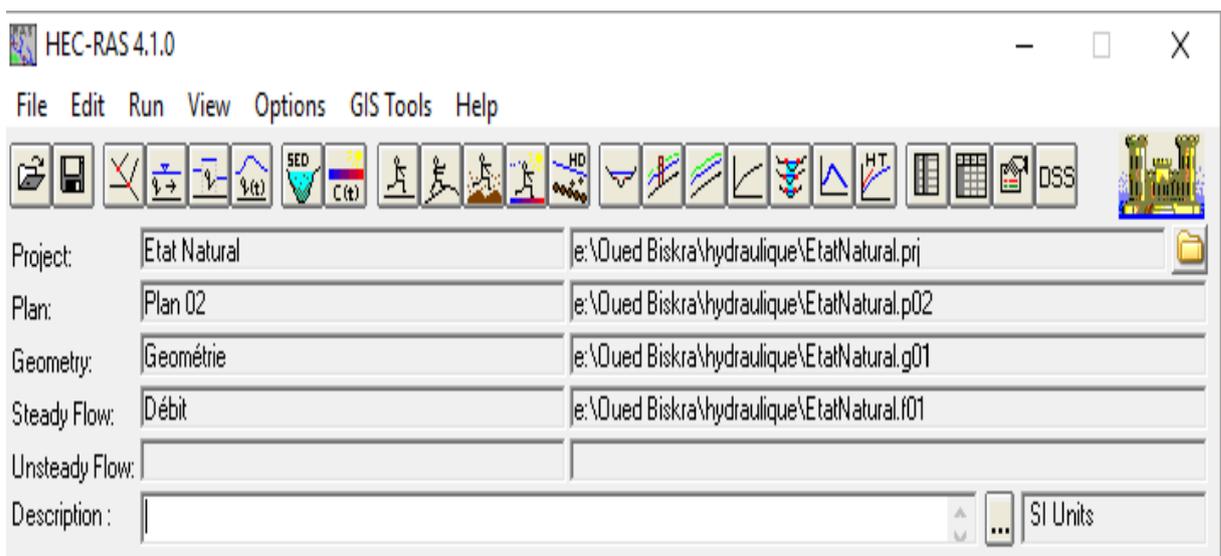


Figure V.5 : Interface graphique de logiciel HEC-RAS après la saisie de toutes les données

Les résultats obtenus sont les suivants :

La figure suivante montre la hauteur d'eau pour les 9 sections pour la simulation hydraulique de la crue centennial à l'état naturel :

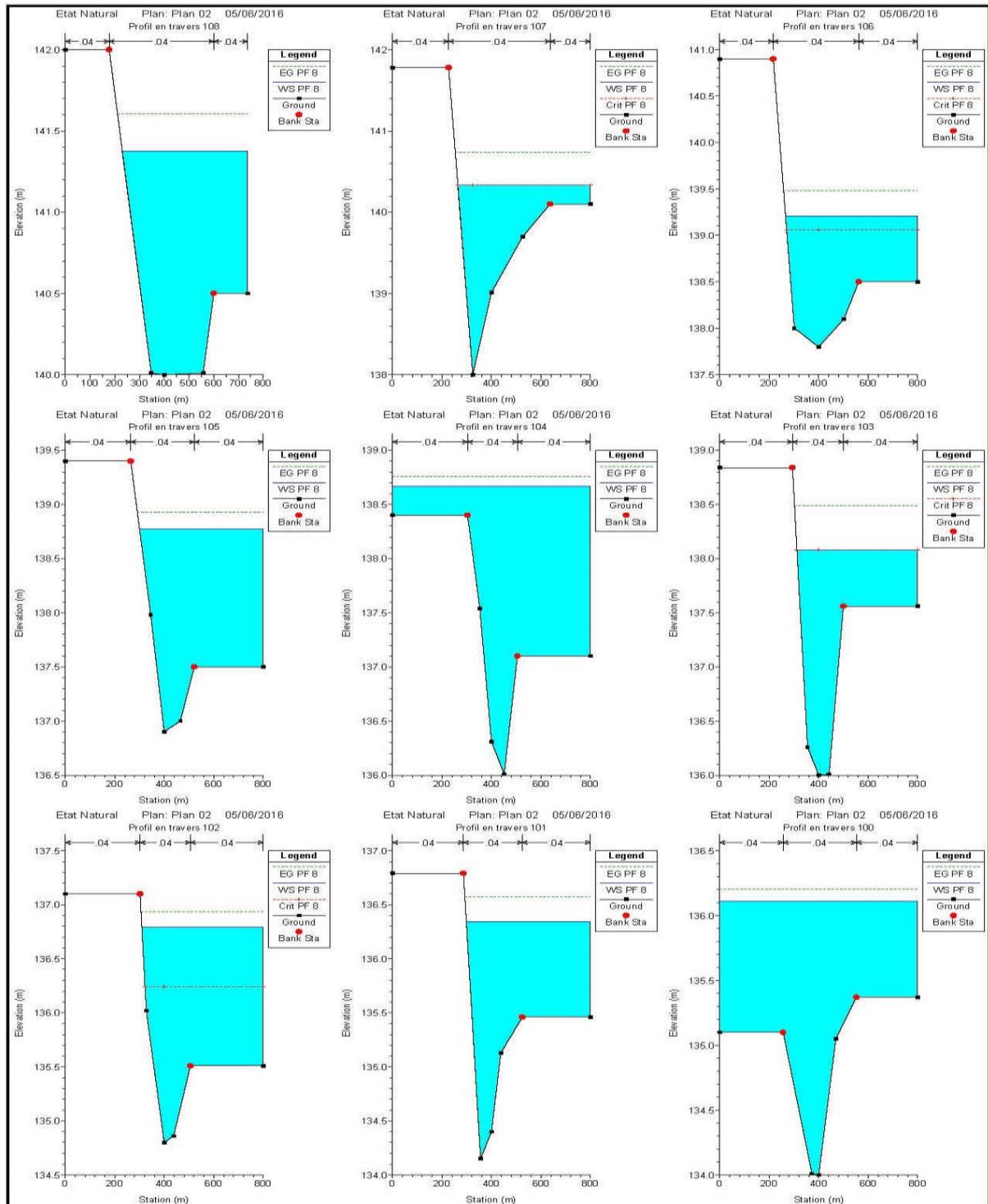


Figure V.6 : Profils des sections en travers après la simulation (100 - 108)

Pour les autres sections voir l'annexe.

Le profil en long de l'Oued pour la simulation hydraulique de la crue centennale à l'état naturel est représenté dans la figure suivante :

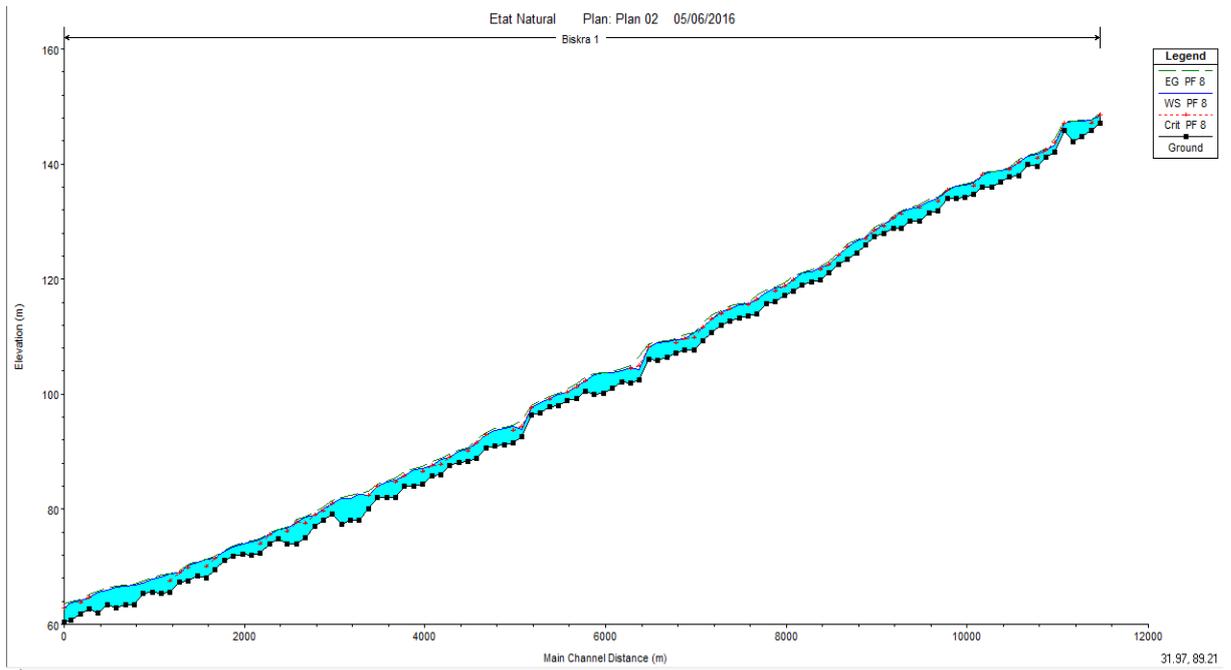


Figure V.7 : Profil en long après la simulation à l'état naturel pour le débit de pointe

Le schéma de l'Oued à l'état naturel pour la simulation hydraulique de la crue centennale est représenté dans la figure suivante :

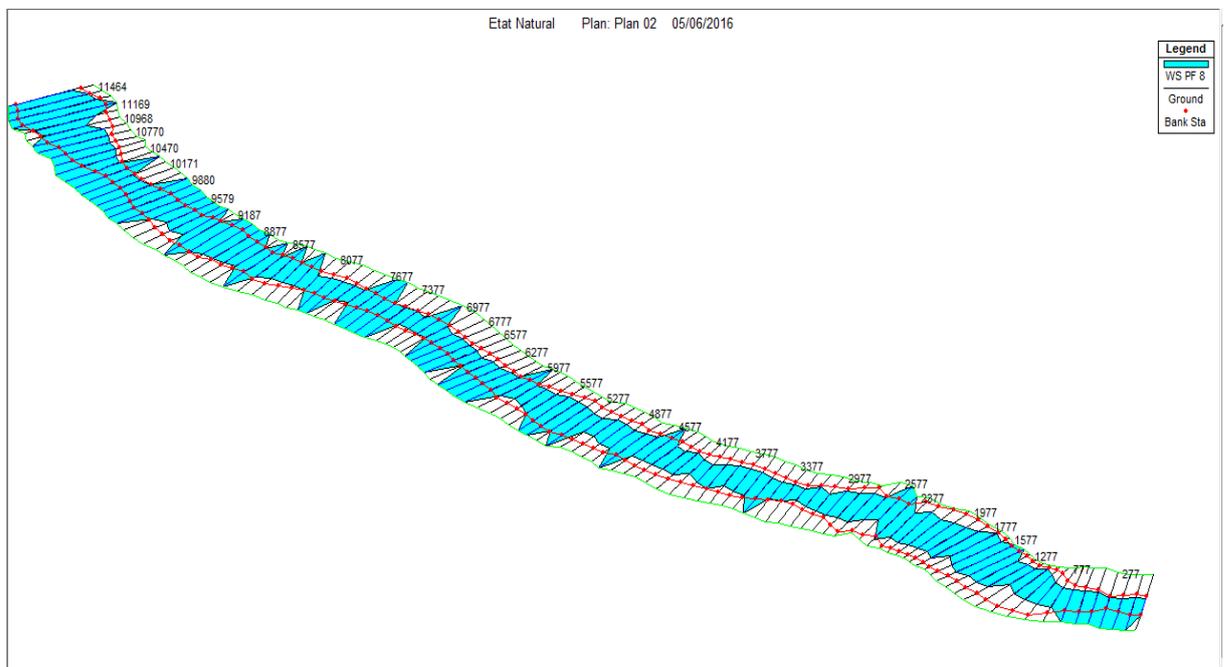


Figure V.8 : Perspective de l'Oued a l'état naturel pour le débit de pointe

Le profil général de la vitesse pour la simulation hydraulique de la crue centennale à l'état naturel est représenté dans la figure suivante :

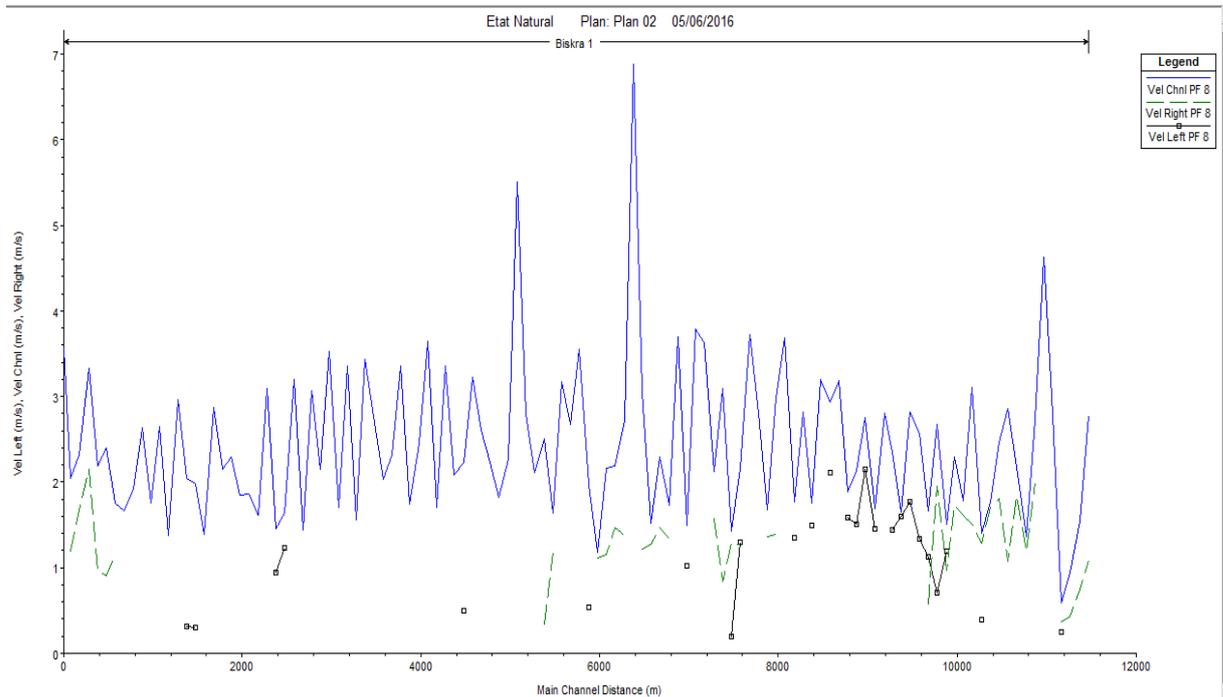


Figure V.9 : Profil général de la vitesse pour la simulation de l'Oued à l'état naturel

V.6 Conclusion

La simulation par le logiciel HEC-RAS sur le tronçon de l'oued qui traverse la ville de Biskra a permis de délimiter la propagation de l'inondation.

On constate qu'il y a un débordement sur la pluparts des sections de l'Oued.

En se basant sur les résultats de la simulation, l'aménagement de l'Oued est primordial dans le but d'assurer la protection de la ville de Biskra contre les inondations.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Les risques des inondations et les dégâts causés par les débordements des eaux dans les cours d'eau, sont en grande partie concentrés dans les milieux urbanisés, ceci nous a poussé à chercher des solutions, parmi ces dernières, les aménagement des oueds et la construction des ouvrages de protection contre ces inondations.

Parmi les régions touchées par les inondations celle de Biskra, cette dernière est dépourvue de données relatives aux mesures hydrométriques et particulièrement les enregistrements des débits de crues, pour cela, on a opté pour utiliser des méthodes d'estimation des débits de la crue centennale en exploitant les données disponibles.

L'oued Biskra est composé de trois oued (El Hai, Djemoura et Biskra complémentaire), pour Oued El Hai il existe un barrage (Fontaine des gazelles) a l'aval, qui ne pose pas un problème de déversement (le volume de déversement est négligeable), Pour cela on a éliminé l'oued d'El Hai vue que la crue alimente seulement le barrage.

Une simulation des écoulements dans de tels milieux est nécessaire pour établir des mesures de prévision et de prévention. La complexité de ces écoulements, du fait du grand nombre d'obstacles, exige des développements de solutions adaptées qui puissent, en particulier, traiter les passages entre le régime torrentiel et fluvial.

La simulation a été faite au moyen d'un modèle hydrodynamique HEC-RAS basé sur la résolution des équations de Saint Venant. Ce modèle permet la représentation unidimensionnelle des écoulements lors des inondations. La résolution de ces équations se fait avec un schéma numérique en utilisant la méthode des différences finis.

Après simulation de la crue on a pu visualiser les débordements au long de l'Oued durant la période de la crue centennial.

La localisation des zones inondées va permettre de faire le pas vers un aménagement qui sera fait au niveau de l'oued afin de protéger les zones urbanisé inondable.

Références bibliographiques

- [1] BERMAD, A. "Hydrologie". Cours de l'école nationale polytechnique d'Alger.
- [2] BENDJOUDI, H & HUBERT, P. (décembre 2002). "Le coefficient de compacité de Gravelius : analyse critique d'un indice de forme des bassins versants". Hydrological Sciences- Journal-des Sciences Hydrologiques. Page 922.
- [3] LABORDE, J.P. (2009). "ELEMENT D'HYDROLOGIE DE SURFACE"). Page 5, 7, 8, 10.
- [4] RAHAI, A. (2007). "Délimitation des zones inondables -application a l'oued Allalah-bassin versant de Ténès". Mémoire de Magistère de l'école nationale polytechnique d'Alger, 104 pages.
- [5] BENZIADA, S. (1990). "Simulation des bilans hydriques et l'évapotranspiration pour les stations d'Alger et de Annaba". Mémoire de Magistère de l'école nationale polytechnique d'Alger, 120 pages.
- [6] BERMAD, A. "Hydrologie statistique". Cours de l'école nationale polytechnique d'Alger.
- [7] BENMAMAR, S. "Mécanique des fluide II". Cours de l'école nationale polytechnique d'Alger.
- [8] Mise pref. (17/02/06, 10 : 49). "Le risque inondation". Page 2.
- [9] KHERBACHE, K. (2008). "Elaboration d'un code de calcul régissant les écoulements sur les coursiers d'évacuateurs de crues". Mémoire de Magistère de l'école nationale polytechnique d'Alger, 138 pages.
- [10] Ministère de l'écologie et du développement durable. (Août 2004). "Les inondations". Page 4, 9,11.
- [11] BENAICHA, A.C. (2011). "Etude des processus des transports solide et leur impact sur l'alluvionnement des barrages". Mémoire de Magistère de l'université HADJ LAKHDAR BATNA, 146 pages.
- [12] BOUMESSENEGH,A (2007). "Les inondations dans la ville de BISKRA causes et impacts". Mémoire de Magistère de l'université HADJ LAKHDAR BATNA, 23, 24, 25, 26,29 pages.

Site Web

- [13] <http://www.bassin-versant-EPFL.html>.
- [14] <http://hmf.enseiht.fr/travaux/projnum/content/2011-g3/accueil>.

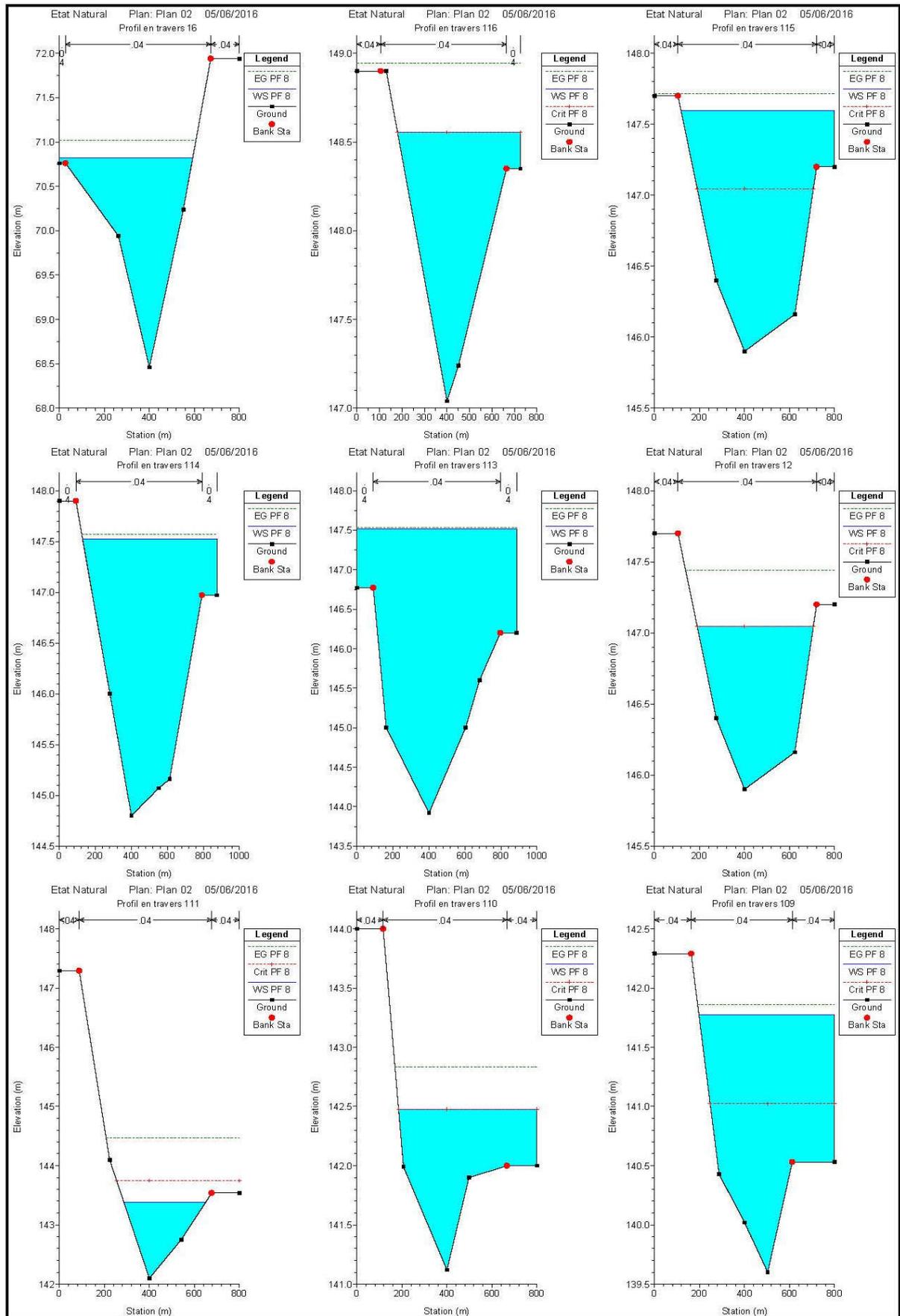


Figure A.1 : Les profils des sections en travers après la simulation (109- 116)

Annexes

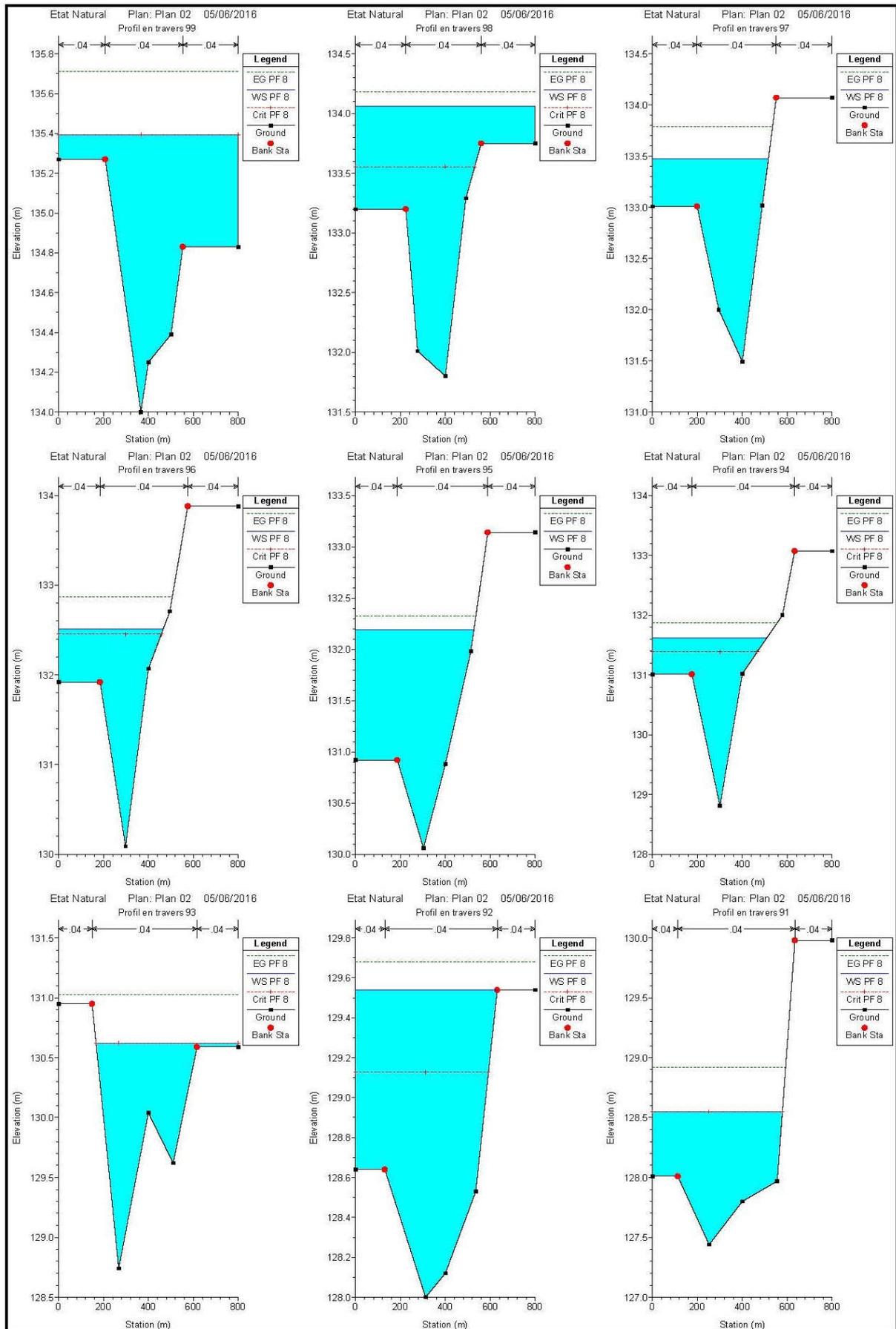


Figure A.2 : Les profils des sections en travers après la simulation (99- 91)

Annexes

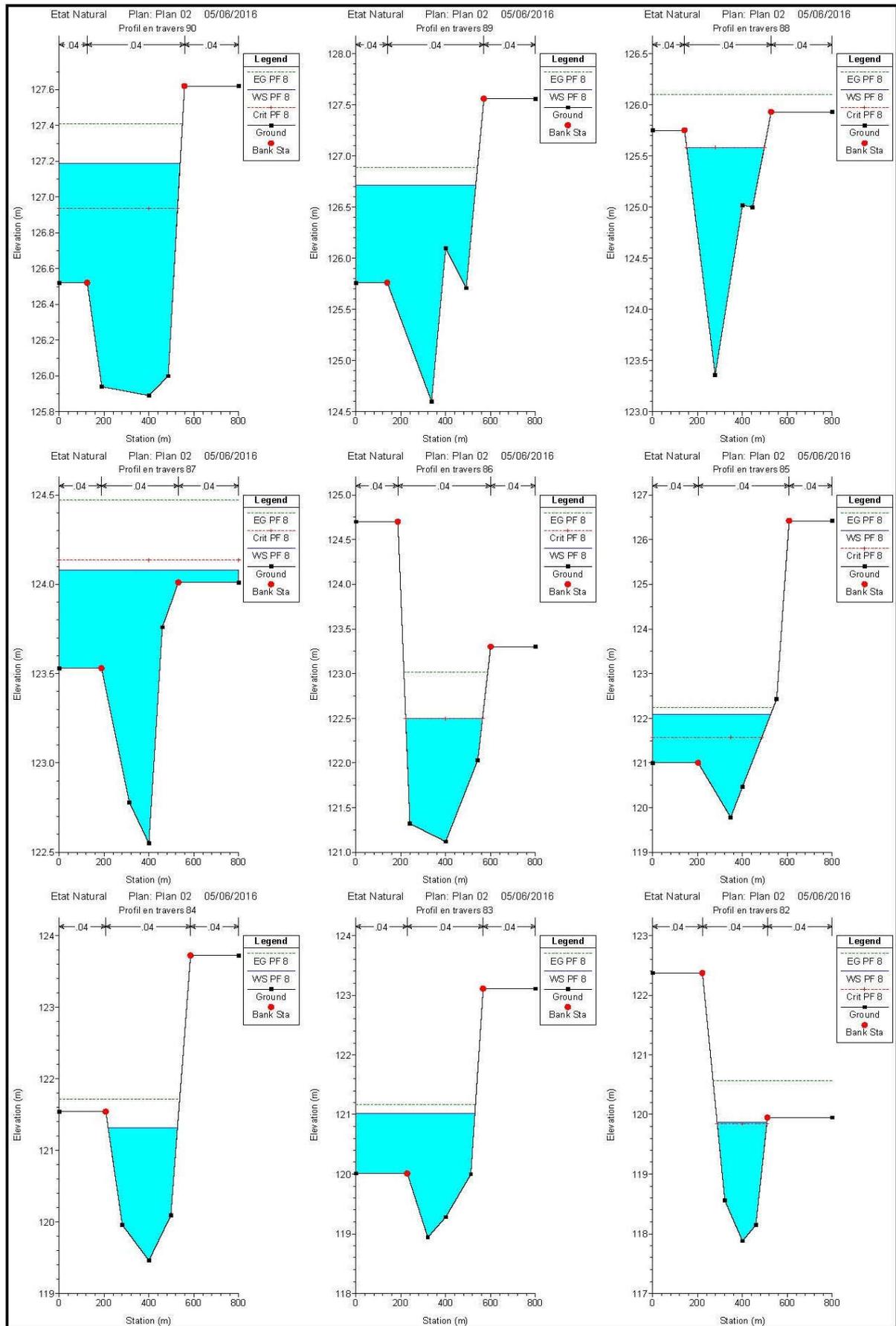


Figure A.3 : Les profils des sections en travers après la simulation (90 - 82)

Annexes

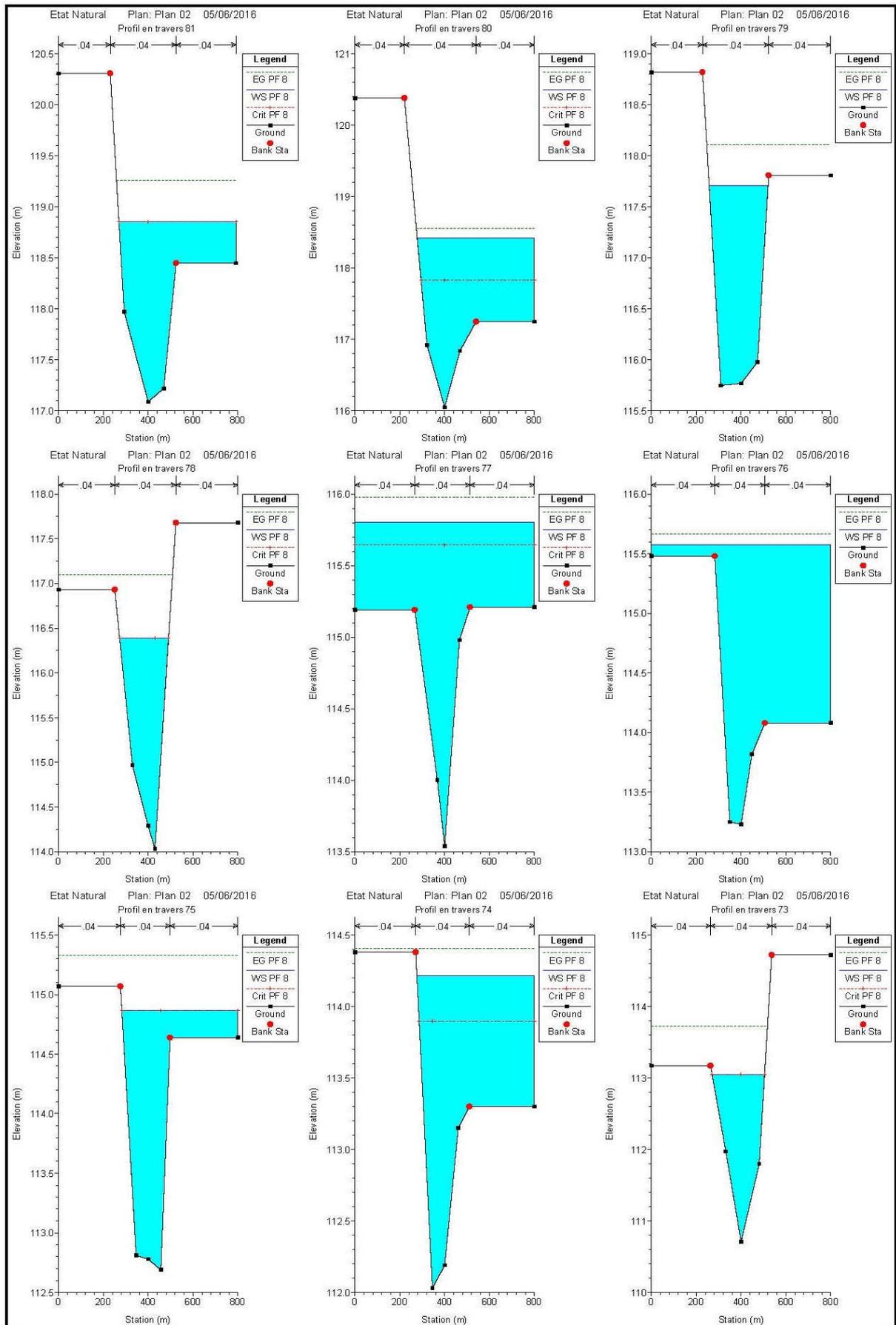


Figure A.4 : Les profils des sections en travers après la simulation (73 - 81)

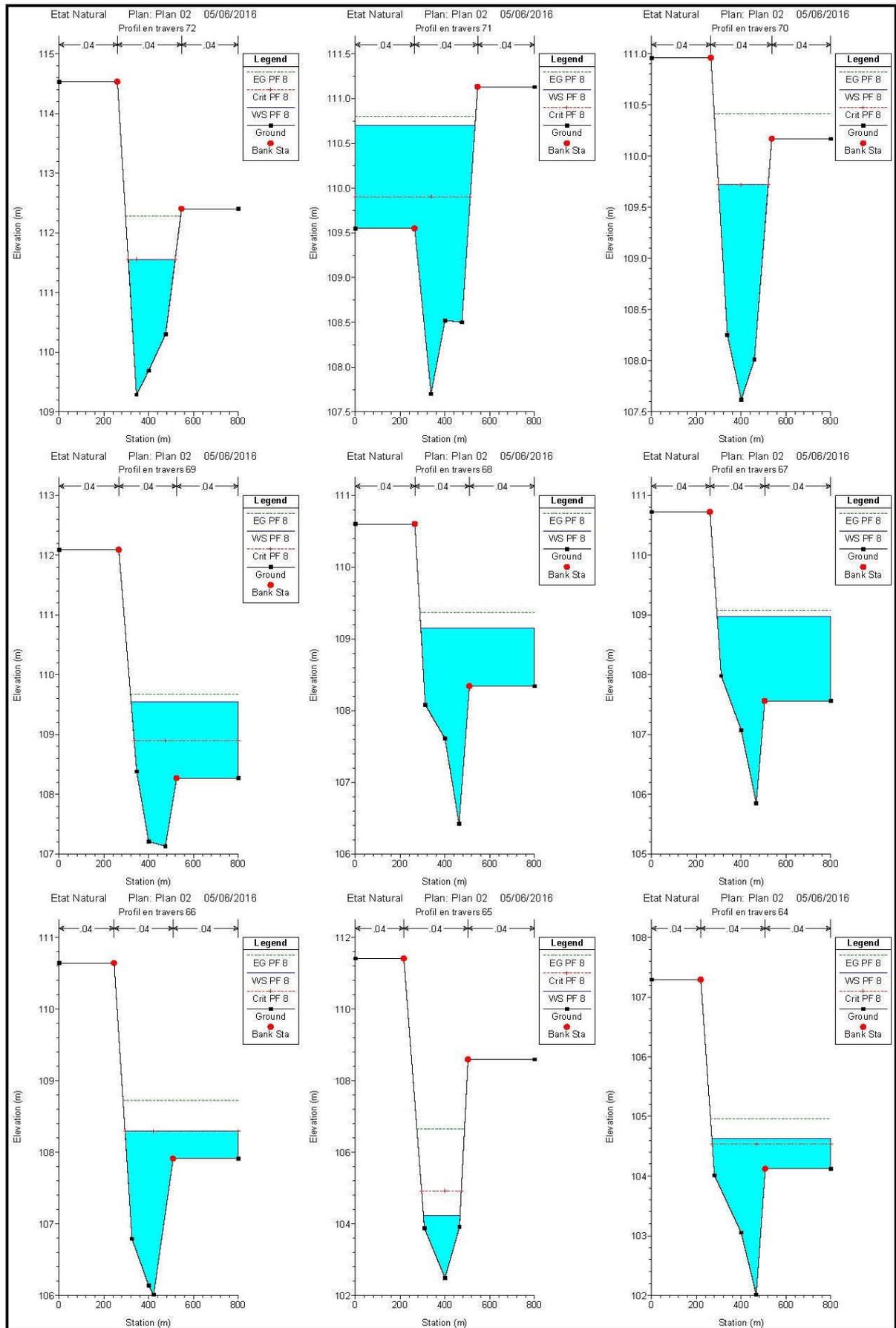


Figure A.5 : Les profils des sections en travers après la simulation (64 - 72)

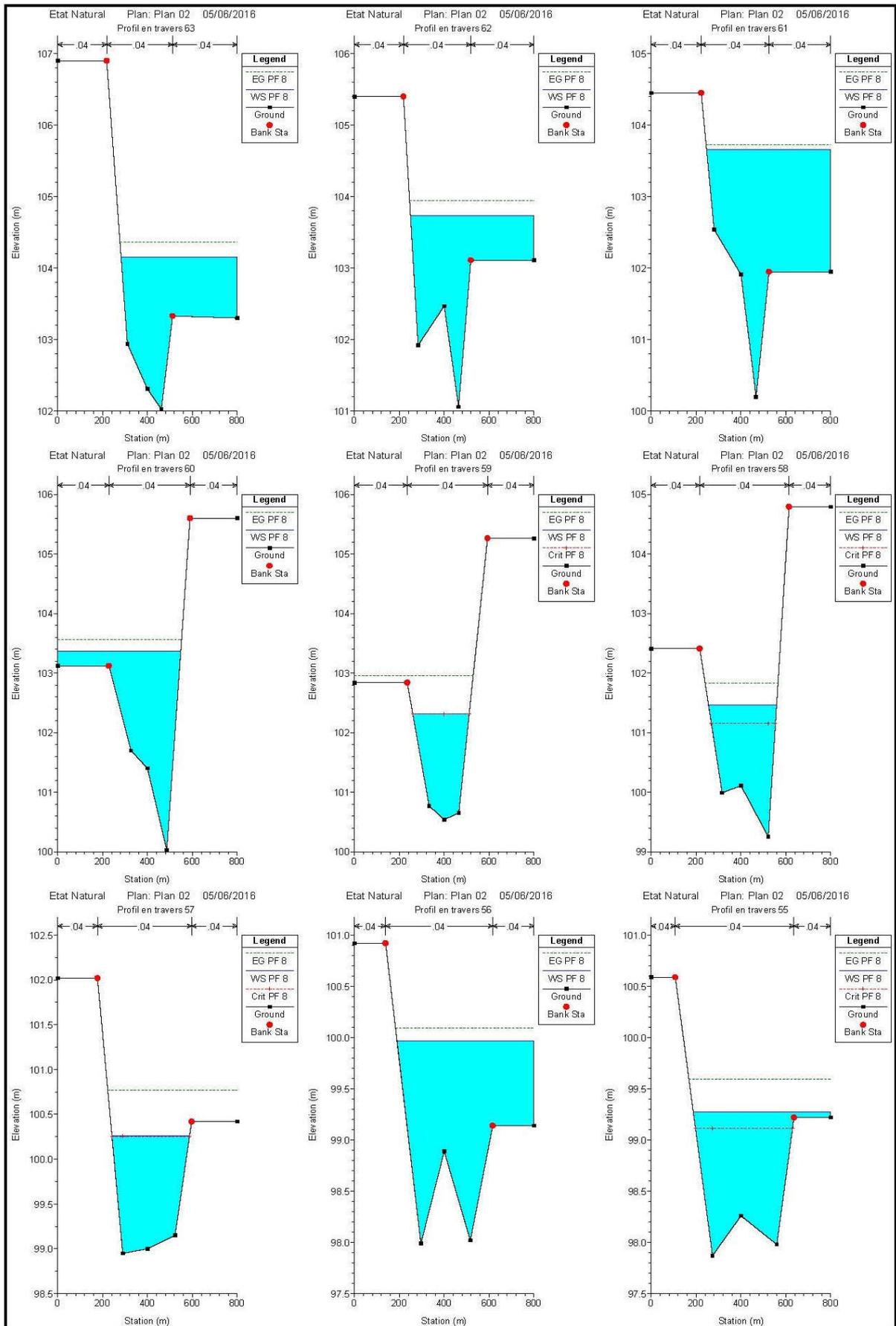


Figure A.6 : Les profils des sections en travers après la simulation (55 - 63)

Annexes

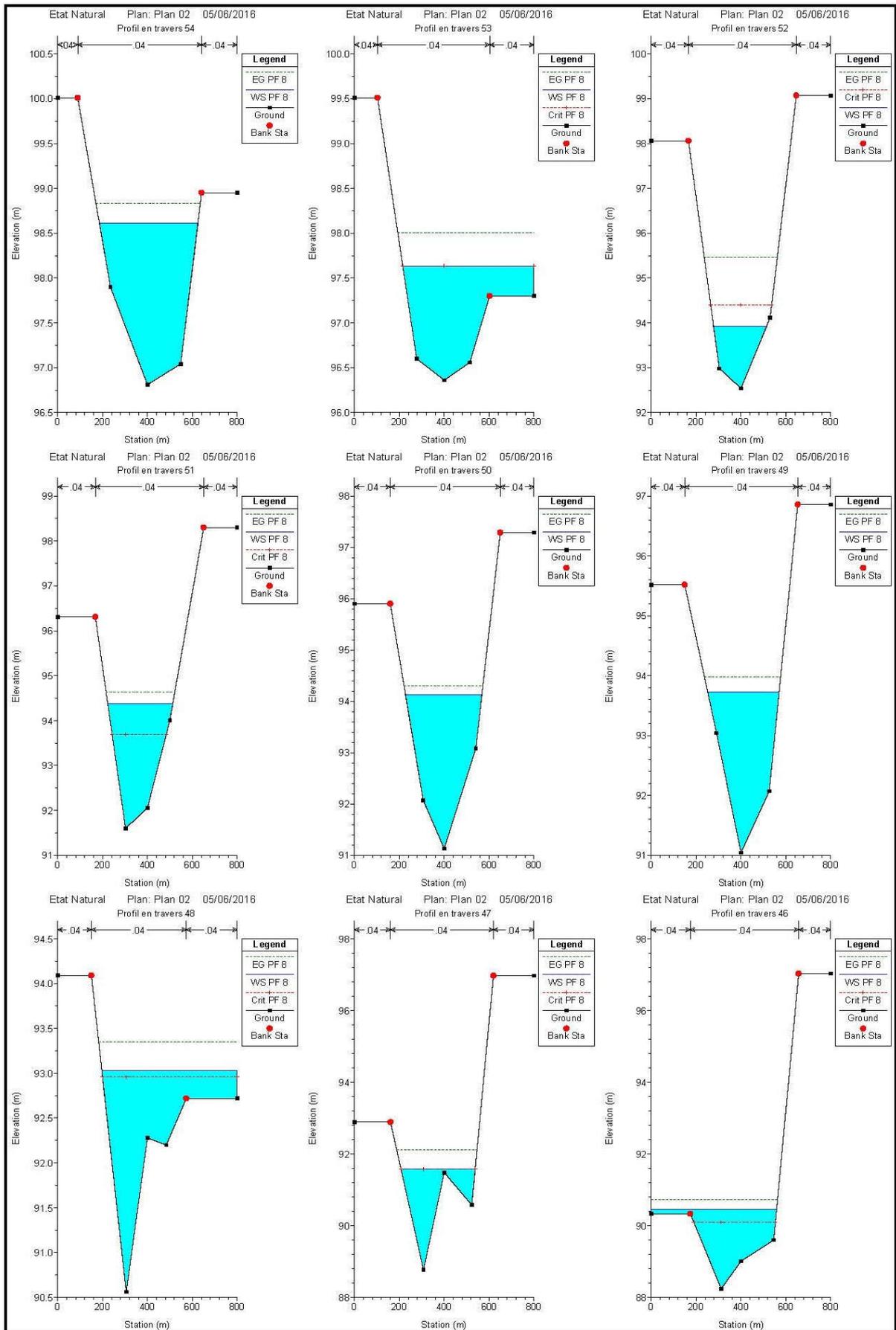


Figure A.7 : Les profils des sections en travers après la simulation (46 - 54)

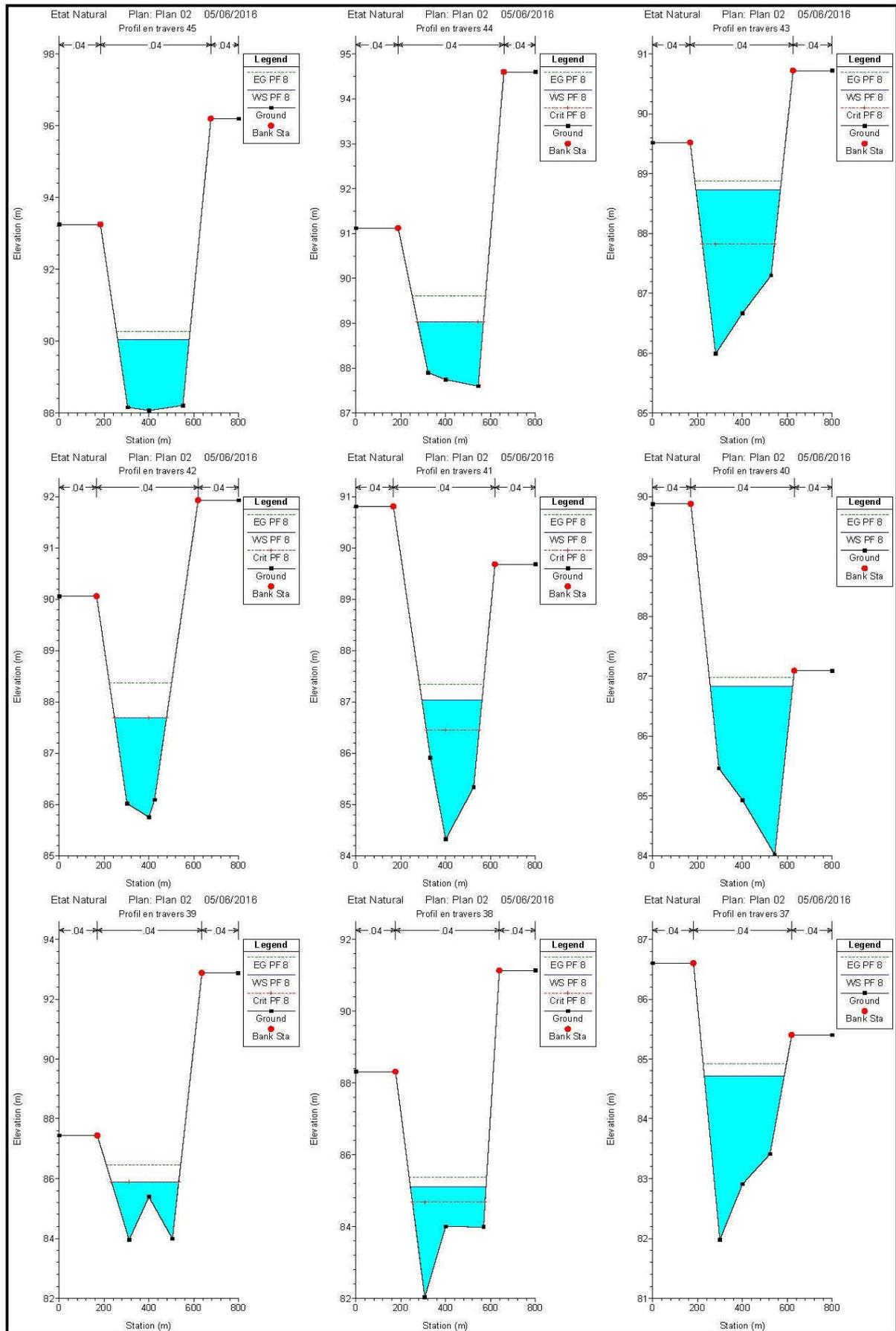


Figure A.8 : Les profils des sections en travers après la simulation (37 - 45)

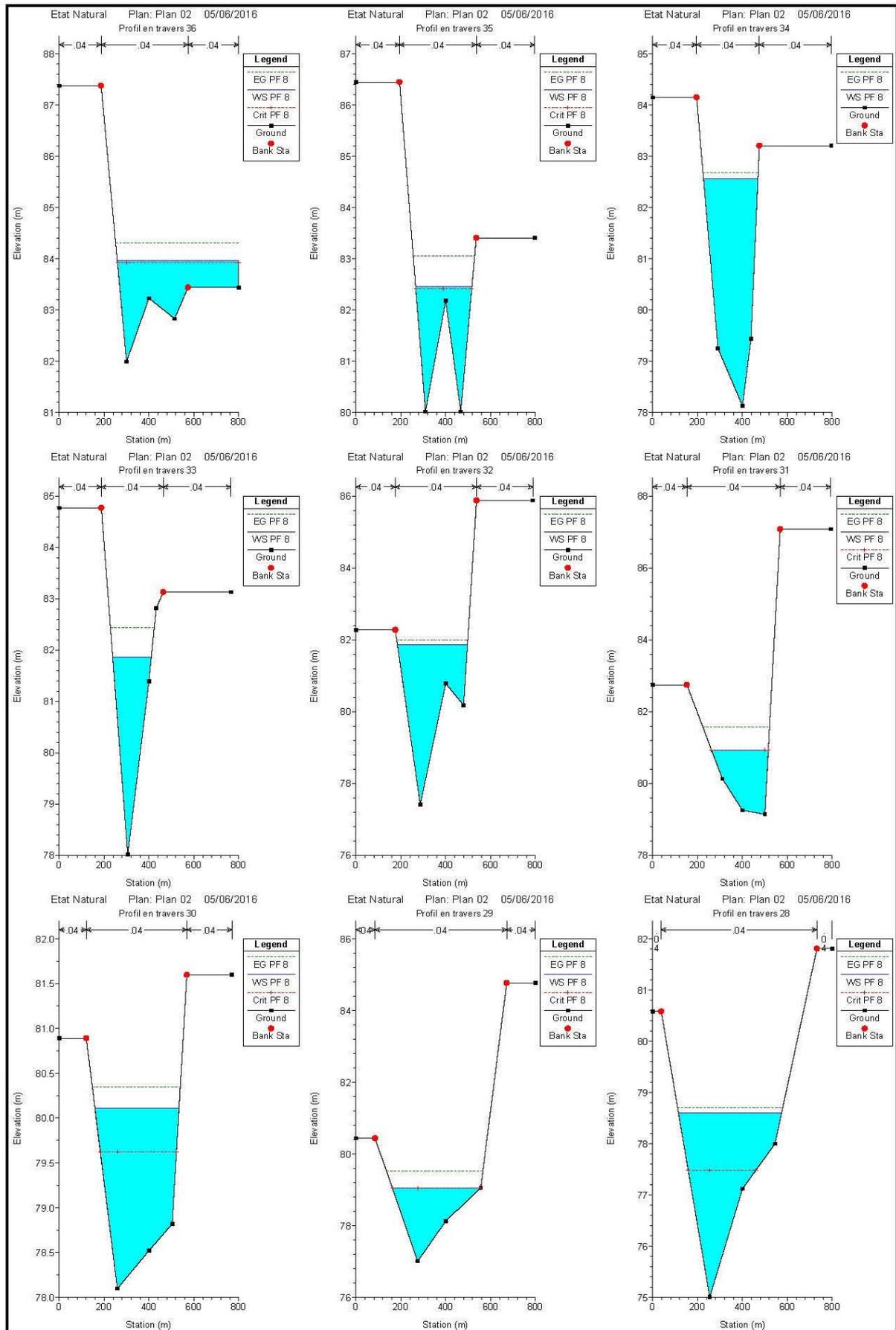


Figure A.9 : Les profils des sections en travers après la simulation (28 - 36)

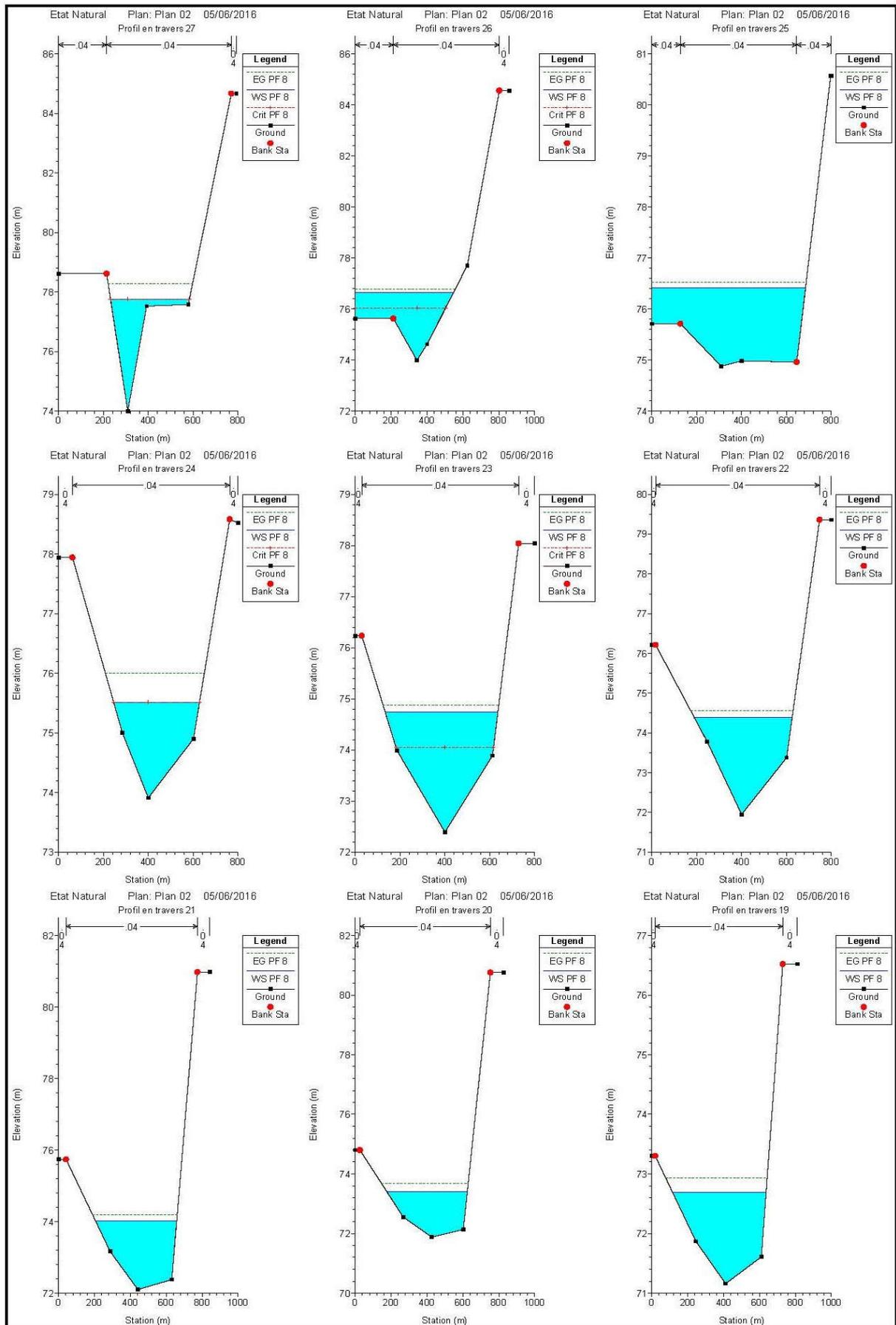


Figure A.10 : Les profils des sections en travers après la simulation (19 - 27)

Annexes

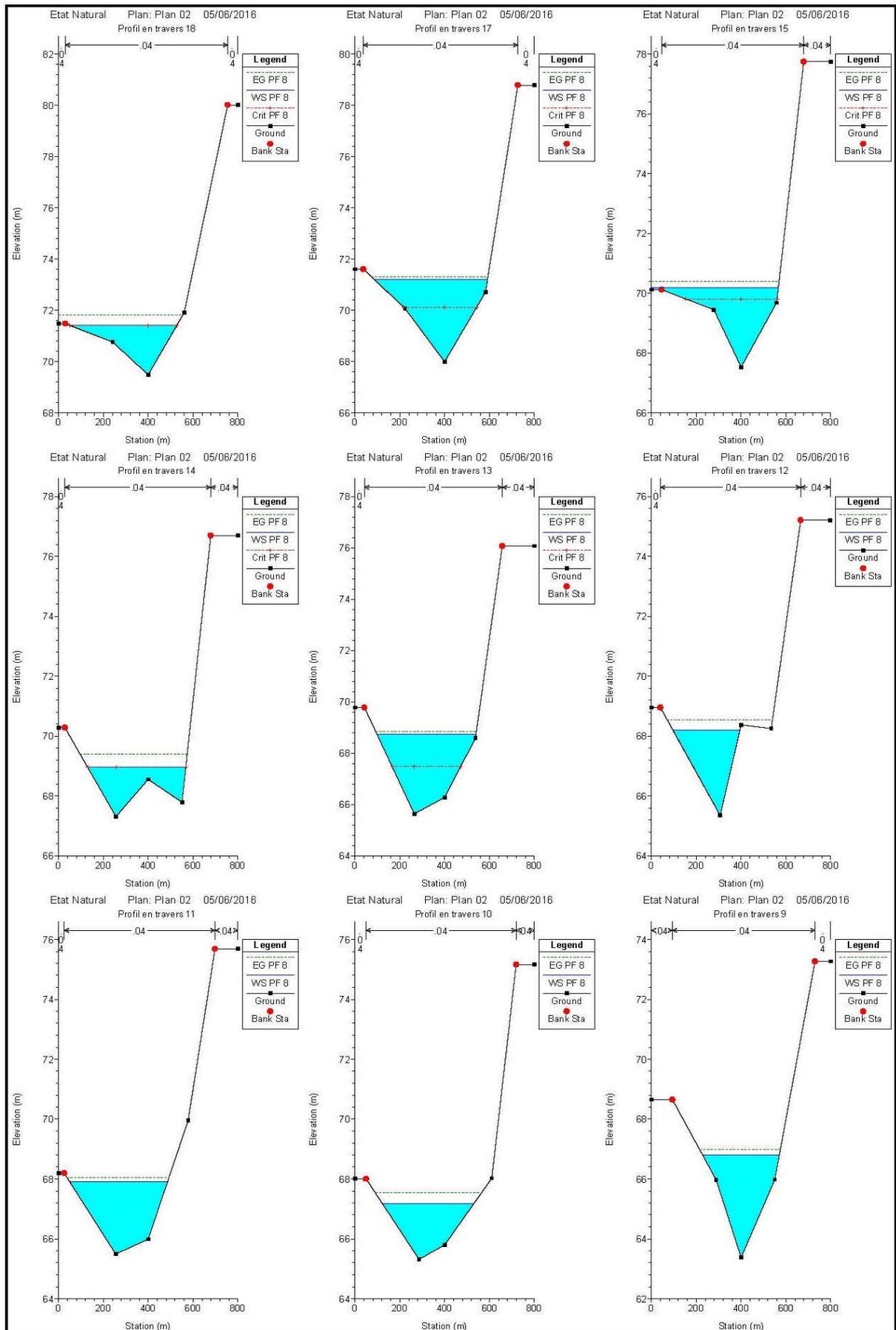


Figure A.11 : Les profils des sections en travers après la simulation (09- 18)

Annexes

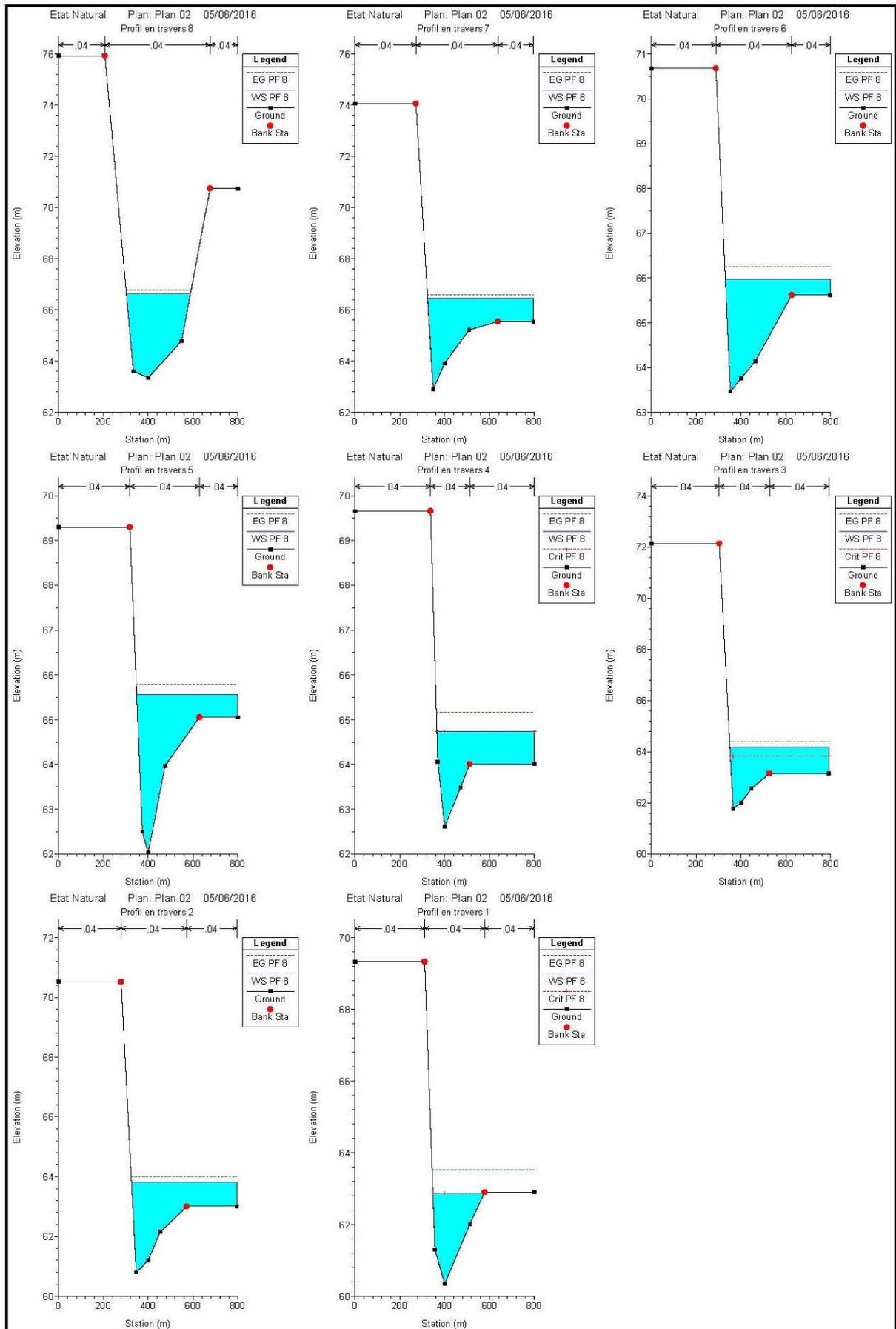


Figure A.12 : Les profils des sections en travers après la simulation (08 - 01)