Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département d'hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER

FILIERE : Hydraulique

Option : Hydraulique urbaine

THEME

Contribution à l'étude des risques des inondations de l'oued Mellah W. Djelfa par les systèmes d'informations géographiques (ArcGis et HEC-geoRAS) ; en utilisent le logiciel HEC-RAS.

Dirigé par :
Mr. Mezali.F

Présenté par :
Talah Said

Promotion : 2013/2014.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail' PROJET de fin d'études' à :

- Mes parents.
- Mes sœurs, sans oublier mes frères
- Tous mes oncles, tantes et leurs enfants.
- Tous mes amis sans exception.
- La chambre E120 et les amis de cette chambre.
- Tous mes collègues de promotion de promo HYDRAULIQUE URBAINE.

TALAH SAID

Remerciements

A L'issu de cette étude, nos remerciements vont tout premièrement à dieu tout puissant pour la violenté, la santé et la patience, qu'il nous a donné durant toutes ces langues années.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long au mon travail.

Nous exprimons nos profondes gratitudes à nos parents pour leurs encouragement, leurs soutien et pour les sacrifices qu'ils ont enduré.

Nous tenons également à exprimer nos vifs remerciements à :

Notre promoteur Mr MEZALI pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.

Tous professeurs de département d'hydraulique :

spécialement Mr Hasbaya et les autres enseignants Mr Bergout , Mr Sahli , Mr Ghodbane , Mr Adjissi , Mr Karek , Mr BenKadja, Mr Manari , et Mr Dougha .

Nous remercions également toute personne nous ayant aidé à élaborer ce présent travaille particulièrement nos collègues de la promotion (2013-2014) -Hydraulique urbaine-.

Nos respectes aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

TALAH SAID

Sommaire

Titre **Page**

Introduction générale 1

CHAPITRE I : Généralité sur les inondations

Introduction …….. 3
I.1. Généralité sur les inondations …… 3
I.1.1 Définition ……..... 3
I.1.2. Etude climatique……...…… 3
I.1.3. Les paramètres influençant les inondations…… 4
I.1.3.1. Facteurs anthropiques (humaines) …… 4
I.1.3.2 Facteurs naturels (pluie, neige) ……..... 4
I.1.3.3. La nature et l'occupation de sol …… 5
I.1.4. Les types d'inondations ……... 5
I.1.4.1. Les inondations des plaines …….. 5
I.1.4.1.1. Les conséquences …….. 6
I.1.4.2. Le ruissellement pluvial (rapide) …… 6
I.1.4.2.1 Les conséquences …….. 6
I.1.4.3. Les remontées des nappes …… 7
I.1.4.3.1. Les conséquences en milieu urbain. ……. 7
I.1.4.4. La rupture d'une digue ……..... 8
I.1.4.4. 1 Les conséquences ……... 8
I.1.4.5. Les crues torrentielles ……... 8
I.1.4.5. 1 Les conséquences …….. 9
I.1.5. Historique des inondations dans l'Algerie ……. 9
I.2. Risque d'inondation …… 10
I.2.1. Les plans d'exposition aux risques des inondations (PERI) …….. 11
I.2.2. Définition du concept du risque …….. 11
I.2.2.1 L'aléa …….. 12
I.2.2.2. La vulnérabilité ……..... 13
I.2.3. L'organisation du risque d'inondation …… 14
I.3. Gestion du risque d'inondation …….. 14
I.3.1 La réglementation ……..... 14
I.3.2. La prévision ……..... 15

I.3.3. L'aménagement du bassin versant ……. 15
I.3.3.1. Au niveau des versants ……..... 15
I.3.3.2. Au niveau du lit …… 15
I.4 Les crues …….. 17
I.4.1. Le processus de formation des crues …….. 17
I.4.2. La période de retour de crues …….. 18
I.4.3.Mesures techniques de protection contre les inondations …….. 18
I.4.3.1.Apprécier la situation de danger …… 18
I.4.3.2.Identifier les déficits écologiques et y remédier …… 18
I.4.3.3.Différencier les objectifs de protection …… 18
I.4.3.4. Retenir si possible; évacuer si nécessaire …… 18
I.4.3.5. Limiter les interventions ……... 19
I.4.3.6. Examiner les points faibles ……... 19
I.4.3.7. Garantir l'entretien ……... 19
I.4.3.8. Assurer l'espace nécessaire …….. 19
I.4.3.9. Respecter les besoins …….. 19
Conclusion …… 20

CHAPITRE II : moyens de protections contre les inondations

Introduction …….. 22
II.1. Barrage écrêteur …….. 22
II.1.1 Conséquences et effets perturbateurs possibles …… 23
II.2. Bassin d'Amortissement ……..... 24
II.2.1 Principe de fonctionnement d'un bassin d'Amortissement…… 24
II.2.2. Les avantages et les inconvénients…… 25
II.2.3 Conditions et domaine d'utilisation …….. …… 26
II.3.Calibrage …… 26
II.3.1. Les conséquences d'un calibrage ……. 27
II.3.1.2. Morphologiques pour le profil en long ……. 27
II.3.1.3. Morphologiques pour les berges …… 27
II.3.2. Les inconvénients du calibrage ……. 27
Conclusion …….. 28

CHAPITRE III : Données de base et calcul hydrologique

Introduction……... 30
III.1. Situation géographique et organisation administrative ……. 30

III.1.1. Organisation administrative actuelle …… 30
III.1.2. Situation géographique ……..... 30
III.1.2.1. Limite géographique ……. 30
III.1.2.2. Le cadre géographique ……..……..... 32
III.2. Le climat ……..... 32
III.2.1. La température …….. 33
III.2.2. Les vents …… 33
III.2.3. La pluviométrie ……. 33
III.3. L'hydrologie ……..……..... 34
III.4. Réseau Hydrographique …….. 34
III.4.1.Caractéristiques morphologiques du sous- bassin versant L'Oued Mellah ……. 35
III.5. La Géologie ……..……..... 35
III.6. Géomorphologie …….. 35
III.6.1. Montagnes ……. 36
III.6.2. Plateaux ……..…… 36
III.6.3. Piémonts ……..... 36
III.7. Calcul hydrologique……. 38
III.7.1. calcul de temps de concentration …….. 38
III.7.2. Précipitations Journalières ……... 38
III.8. LES CRUES ……. 38
III.8.1. Débits Maximale de période de retour voulue ……. 39
III.8.2. Hydro-gramme de crue …… 40
Conclusion ……... 42

Chapitre IV: Modélisation hydrodynamique

Introduction : …… 44
IV.1. Définition du logiciel HEC-RAS ……..… 44
IV.1.1. Description du modèle ……. 44
IV.2.1. Formules de perte de charge par frottement ……. 46
IV.2.1.1. Ecoulement turbulent……. 46
IV.2.1.2. écoulement laminaire……. 49
IV.3. Simplification du modèle d'écoulement de Navier-Stokes …….. 50
IV.4 Formulation 1D : Modèle de Saint-Venant ……. 52
IV.4.1. Equation différentielle du mouvement graduellement varié …… 53
IV.4.2. Modèle utilisé par HEC-RAS …….. 54
IV.4.2.1. Hauteurs caractéristiques de l'écoulement ……. 56

IV.4.2.1.1. Hauteur normale …….. 56
IV.4.2.1.2. Hauteur critique …….. 56
IV.4.2.1.3. Pente critique ……..... 56
IV.4.2.2. Etude qualitative systématique et classification …… 56
I.5. Principe de fonctionnement de HEC-RAS et les principaux menus du logiciel …….. 57
IV.5.1. Etapes de la modélisation ……. 58
IV.5.1.1.Projet ……..... 58
IV.5.1.2.Géométrie des sections …….. 59
IV.5.2. Débit et conditions aux limites ……. 61
IV.5.3.Simulation hydraulique ……. 63
IV.5.4. Visualisation des résultats …… 64
Conclusion ……... 65

Chapitre V : Simulation par HEC-RAS et le SIG

Introduction …… 67
V.1 Informations digitales et modèles numériques …… 67
V.2 Définition d'un Système d'Information Géographique (SIG) ……. 67
V.3 Les données nécessaires à la simulation ……. 68
V.3 .1 Coefficient de Manning-Strickler …….. 68
V.3.2 L'hydro-gramme de crue ……. 68
V.3.3. La géométrie de l'oued …….. 68
V.3.3.1. Les sections de l'oued ……. 69
V.4. Visualisation des résultats de la simulation ……. 70
V.4.1. Niveau d'eau maximum dans la section de l'oued …….. 71
V.4.1.1. Profil du cours d'eau principal …….. 71
V.4.1.2. Hauteur d'eau maximale en 3D …… 72
V.4.1.3. Vitesses maximales le long du cours d'eau principal …….. 72
V.4.1.4. H en fonction de Q dans chaque section ……. 73
V.4.1.5. Débit et hauteur d'eau en fonction du temps ……. 74
V.5. Affichage de la zone inondable de l'oued Mellah W. Djelfa…… 75
Conclusion générale …….. 77
Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau Page

Tableau I.1 : Habitations construites en zones inondables……... 9
Tableau III.1 : Variation de la température au cours de l'année 2009……... 33
Tableau III.2 : Vents moyens mensuels pour l'année 2009……... 33
Tableau III.3 La série pluviométrique en mm……... 33
Tableau III.4 temps de concentration en heure…….. 38
Tableau III.5 Pluies Max. journalières en mm (A.N.R.H)…… 38
Tableau III.6. Débits max en m3/s au site d'Oued Mellah(A.N.R.H)…… 40
Tableau III.7. Hydro-gramme de crue de différentes périodes de retour sous bassin oued Mellah……... 41
Tableau IV.1: Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois…… 47
Tableau V.1.les donnée relatives aux sections…… 69
Tableau V.2. Tableau de V_{max} des sections le long du cours d'eau principal…….. 72

Liste des figures

Figure Page

Figure I.1. Les paramètres influençant les inondations…….. 5

Figure I.2. L'inondation de plaine……... 6

Figure I.3 L'inondation par ruissellement pluvial……... 6

Figure I.4 L'inondation par la remontée de nappe…….. 7

Figure I.5. L'inondation par la rupture d'une digue……... 8

Figure I.6. La crue torrentielle……. 8

Figure I.7. Définition du risque d'inondation…….. 12

Figure I.8. Courbe d'isorisque……. 12

Figure I.9 Lit mineur……... 16

Figure I.10 Lit majeur…….. 16

Figure I.13 Lit moyen…….. 17

FigureII.1. Coupe schématique d'un barrage écrêteur de crues……... 22

Figure II.2 Schéma principal barrage écrêteur……. 23

Figure II.3. Schéma principal de bassin d'Amortissement…….. 24

Figure II.4. Principe de fonctionnement de bassin d'Amortissement…….. 25

Figure II.5. Calibrage d'un cours d'eau……... 26

Figure III-1 plan de situation de la wilaya de Djelfa…… 31

Figure III.2 Schéma géologique de la wilaya de Djelfa……... 37

Figure III.3.Hydro-gramme de crue de différentes périodes de retour sous bassin oued Mellah……..... 42

Figure IV.1. Exemple de section avec une hauteur d'eau…… 45

Figure IV.2. Calcul de la rugosité sous HEC-RAS dans le cas d'un lit composé…… 49

Figure IV.3. Système de cordonnées utilisé……. 50

Figure IV.4. Fenêtre principale de HEC-RAS…… 57

Figure IV.5. Fenêtre New projet…….. 58

Figure IV.6. Fenêtre Geometric Data……... 59

Figure IV.7. Fenêtre Cross section Data…….. 60

Figure IV.8. Fenêtre XS interpolation…….. 61

Figure IV.9. Fenêtre Unsteady Flow Data…… 62

Figure IV.10. Fenêtre Reach Bondary Conditions……... 63

Figure IV.11. Fenêtre Steady Flow Analysis……... 64

Figure V.1. Hydro-gramme de crue…… 68

Figure V.2. La géométrie de oued Mellah…….. 69
Figure V.3. Exemple d'une section……. 70
Figure V.4. Niveau d'eau maximum de la section de l'oued…….. 71
Figure V.5. h_{max} en fonction de la longueur du cours d'eau principal…… 71
Figure V.6. Hauteur d'eau maximale en 3D……... 72
Figure V.7. V_{max} en fonction la longueur du cours d'eau principal…… 73
Figure V.8. V_{max} en fonction la longueur du cours d'eau principal…… 73
Figure V.9. Débit et hauteur en fonction de temps…….. 74

Introduction générale

Introduction générale

L'inondation est une catastrophe naturelle dans le monde total qui détruit les constructions, les périmètres agricole et le plus grave de ça est la vie humaine, d'après une statistique international, les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de *Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005*, environ *80%* des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique.

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

En attendant, les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

L'inondation ne peut être, dans le cas de la ville de Djelfa, qu'aléatoire ou accidentelle lors d'une crue produite par des pluies exceptionnelles ou par la rupture et ou défaillance, voir même inexistence d'ouvrage de protection ; car elle se produit lorsque de l'eau en excès ne peut être évacuée par les voies naturelles (lits mineurs des cours d'eau) ou artificielles prévues à cet effet (drains et réseaux d'évacuation des eaux pluviales).

Notre présente étude a pour objet la protection de la ville de Djelfa contre les inondations pouvant provenir des crues drainées par les oueds dominants.

L'objectif de notre travail est la contribution à l'étude des risques d'inondations de l'oued Mellah ville de Djelfa et proposition des solutions et protection des riverains Pour cela, on adopte la démarche suivante : un premier chapitre, consacré à la présentation de l'aspect théorique et la problématique des crues et des inondations, l'exposé de la méthodologie globale d'évaluation du risque et à la présentation d'un inventaire des inondations en Algérie. Le deuxième chapitre est consacré, à la présentation de la zone d'étude qui est la wilaya de Djelfa et faire aussi les calculs hydrologique nécessaire. Dans le troisième chapitre, on étudie la modélisation hydrodynamique et la présentation du logiciel HEC-RAS et leur principe de travail et dans le quatrième chapitre, on simule les résultats par l'HEC-RAS à l'aide des systèmes d'informations géographiques(SIG) et le HEC-geoRAS et affiche les résultats (la zone inondable) sur une carte géographique. Le dernier chapitre est consacré à la proposition de certaines solutions pour la protection contre ce phénomène.

Chapitre I

Généralité sur les inondations

Chapitre I : Généralité sur les inondations

Introduction :

Les inondations sont des catastrophes naturelles qui touchent tous les pays du globe terrestre. Elles sont générées souvent par les débordements des cours d'eau traversant des villes et des agglomérations.

L'étude de ce phénomène est nécessaire pour limiter tous les dégâts et réduire l'impact sur les villes inondée.

Dans ce travail nous contribuons à expliquer quelles sont les caractéristiques et les risques des inondations et quelles sont les mesures pour la protection contre ce phénomène?

I.1. Généralité sur les inondations : [1]

I.1.1 Définition :

Une inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement sans eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes :

- ✓ L'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement.
- ✓ L'homme qui s'installe dans la zone inondable pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

I.1.2. Etude climatique :

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. Elles interviennent par :

- ✓ Leur répartition spatiale.
- ✓ Leur répartition temporelle.

Ces différents aspects des précipitions sont plus ou moins modifiés selon un effet combiné des autres paramètres physiques (altitude et exposition) et climatiques (la température l'évaporation, l'évapotranspiration, les vents et l'humidité); des facteurs qui influent sur l'écoulement et le régime hydrologique du bassin.

I.1.3. Les paramètres influençant les inondations :

I.1.3.1. Facteurs anthropiques (humaines) :

- ✓ **L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables**

Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (vulnérabilité).

- ✓ **La diminution des champs d'expansion des crues :**

Consécutive à l'urbanisation et parfois aggravée par l'édification de digues ou de remblais, elle a pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues.

- ✓ **L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau**

Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération des crues en aval et l'altération du milieu naturel.

- ✓ **L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants**

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux.

I.1.3.2 Facteurs naturels (pluie, neige) :

Les causes naturelles liées aux phénomènes météorologiques et au climat. L'eau de pluie ou de la neige est retenue par le sol, absorbée par la végétation ou évaporée, L'excédent formera les eaux de ruissellement qui, en atteignant les cours d'eau sont à l'origine des crues ou des inondations par élévation des lits des rivières.

Les crues se produisent généralement en automne ou en hiver quand la pluie et la fonte des neiges augmentent considérablement la quantité des eaux de ruissellement et aussi 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.

Précipitation ⟶ crue ⟶ inondation

I.1.3.3. La nature et l'occupation de sol :

La nature et l'occupation du sol dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol, l'infiltration dans le sous-sol ou le ruissellement influencent fortement le temps de concentration des eaux. Enfin, la topographie du lit, la pente et la forme du bassin versant jouent également le même rôle. Ainsi, pour une même quantité de pluie, une crue apparaîtra ou non.

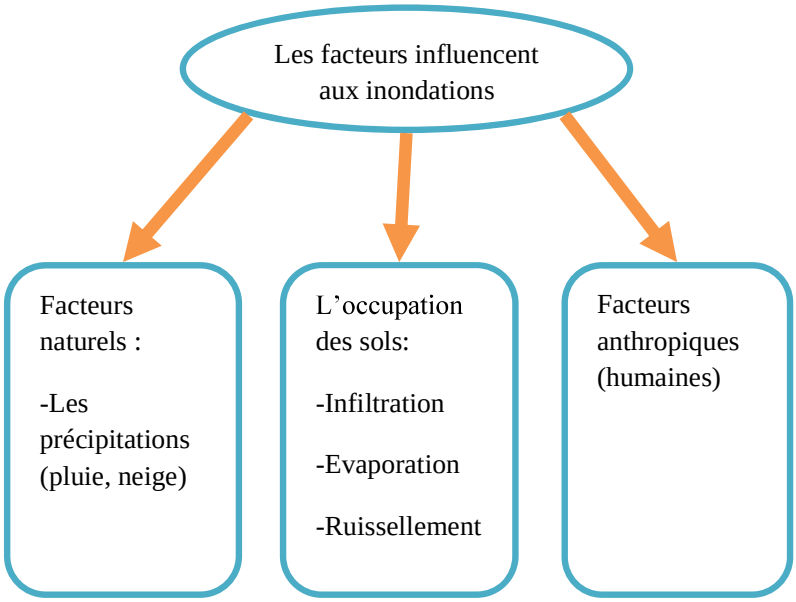


Figure I.1. Les paramètres influençant les inondations.

I.1.4. Les types d'inondations :

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

I.1.4.1. Les inondations des plaines :

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

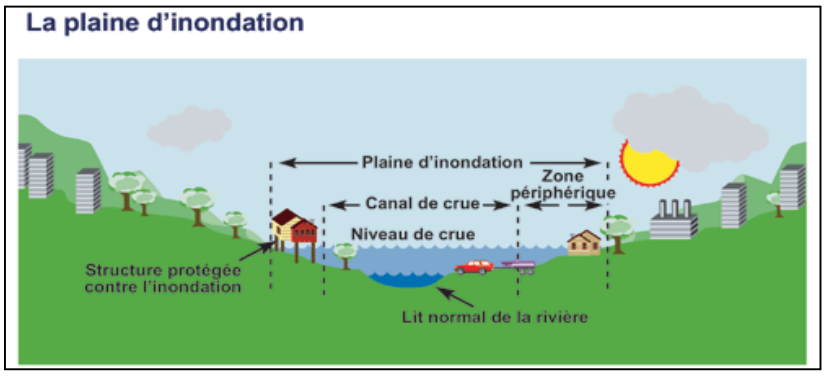


Figure I.2. L'inondation de plaine.

I.1.4.1.1. Les conséquences :

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

I.1.4.2. Le ruissellement pluvial (rapide) :

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

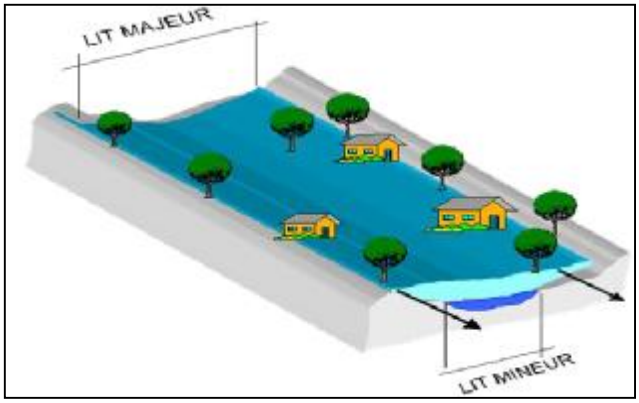


Figure I.3 L'inondation par ruissellement pluvial.

I.1.4.2.1 Les conséquences :

- ✓ Une augmentation du pouvoir érosif par l'accélération des eaux causant notamment des effondrements des berges, un surcreusement des lits des cours d'eau, voire leur déconnexion avec le réseau hydrologique.
- ✓ Un transfert rapide des pollutions par lessivage vers le milieu récepteur.

- ✓ Des dommages dus à la violence du courant, à la durée de submersion et à une fortement érosion.

I.1.4.3. Les remontées des nappes :

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



Figure I.4 L'inondation par la remontée de nappe.

I.1.4.3.1. Les conséquences en milieu urbain :

- ✓ Les venues d'eau.
- ✓ Réduction de la capacité portante des fondations.
- ✓ Sous pression, soulèvement des bâtiments et noyage des sous-sols.
- ✓ Liquéfaction du sol de fondations.
- ✓ Dissolution et fontis.
- ✓ Corrosion des bétons.
- ✓ Dispositions constructives ou confortatives.
- ✓ Pollution chimique liée aux remontées de nappes.

I.1.4.4. La rupture d'une digue :

Qui crée une inondation violente et très brutale.

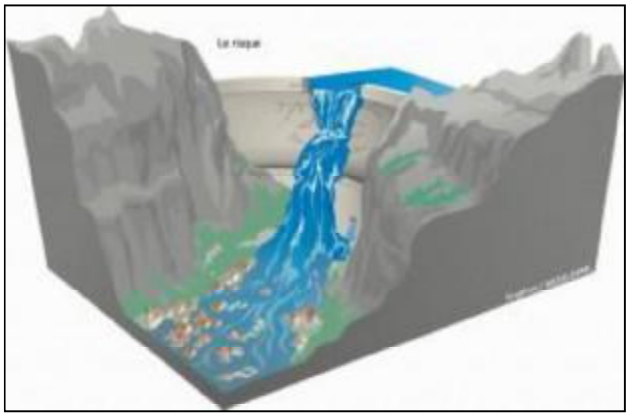


Figure I.5. L'inondation par la rupture d'une digue.

I.1.4.4. 1 Les conséquences :

- ✓ Des dégâts matériels irrémédiables.
- ✓ Un coût pour l'économie et la vie locales.

I.1.4.5. Les crues torrentielles :

Elles résultent de l'accélération du débit d'un cours d'eau suite à de fortes précipitations. Elles se caractérisent par une montée rapide des eaux, une vitesse d'écoulement très élevée et une durée de submersion très courte. Ces crues demeurent, exceptionnelles et constituent un grave danger pour les populations (Boubchir, 2007).

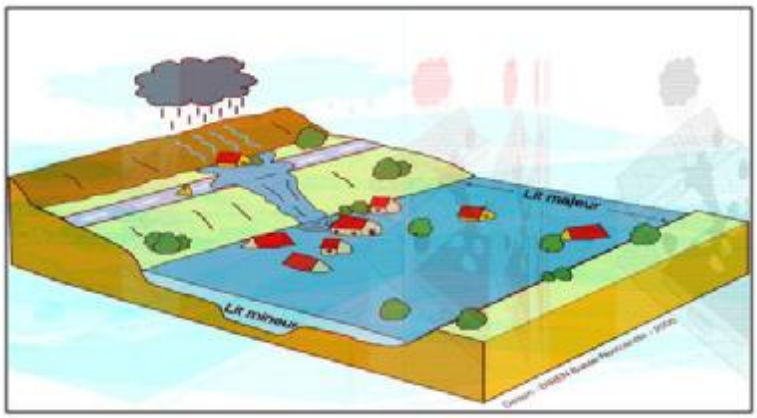


Figure I.6. La crue torrentielle.

I.1.4.5. 1 Les conséquences :

- ✓ Des éléments solides charriés par les eaux.
- ✓ Une montée des eaux rapide (débit et vitesse importants).
- ✓ Des durées de submersion courte.

I.1.5. Historique des inondations dans l'Algerie : [2]

- ✓ **Azazga (Tizi Ouzou),** le 12 octobre 1971 et qui ont occasionné 40 morts et descentaines d'habitations détruites.
- ✓ **Tizi Ouzou ,** du 28 au 31 mars 1974 et qui ont provoqué 52 décès dans la Wilaya, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à l'époque à 27 millions de DA.
- ✓ **El Eulma (Sétif),** le 1er septembre 1980 qui ont fait 44 décès,
- ✓ **Annaba,** le 11 novembre1982, au niveau du centre-ville et qui ont fait 26 morts et 9500 sinistrés.
- ✓ **Jijel,** le 29 décembre 1984 et qui ont occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- ✓ **Bordj Bou Arréridj,** le 23 septembre 1994 et qui ont provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000DA.
- ✓ **Oued Rhiou ,**22 décès.
- ✓ **Alger (Bab-El-Oued),** le 10 novembre 2001, et qui ont fait 710 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.

Tableau I.1 : Habitations construites en zones inondables.

Wilaya	Nombre de constructions
Chlef	2248
Laghouat	3083
O.El bouaghi	1999
Batna	16261
Béjaia	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Tiaret	13
Alger	14545 + quartiers Merdja et Baraki

Djelfa	784
Jijel	47(0(zones à risques très elevés)
Sétif	1261
Saida	976 + 09 cités
Skikda	4009
S.B.Abbes	576 + 04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Guelma	360
Constantine	620
Médéa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
Boumerdés	561
El taref	2370
Tissemsilt	1340
El oued	766
Souk ahras	La plupart des communes
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain defla	7772
Naama	4924
Ain témouchent	14 zones jouxtant différents lits d'oued
Relizane	250

I.2. Risque d'inondation : [3]

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

I.2.1. Les plans d'exposition aux risques des inondations (PERI) : [4]

L'un des meilleurs moyens de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées à ce risque. C'est grâce à la loi française n° 82-600 du 13 juillet 1982 relative à l'indemnisation des victimes des catastrophes naturelles, que les pays ont mis en œuvre une politique active de prévention des risques naturels probables actuellement, le PERI est parmi les anciens documents définissants les zones inconstructibles et des zones constructibles sous réserves de respecter certaines prescriptions. Le champ d'action de ces PERI porte nom seulement sur l'urbanisation future, mais aussi sur les constructions existantes (effet rétroactif) c'est un élément innovent par rapport aux autres outils. Sur les plans techniques et règlementaires, l'année1982 représente donc, une date charnière à partir de laquelle la cartographie des risques, ainsi que les réglementations de contrôle de l'occupation du sol et des constructions deviennent des outils privilégiés de la politique de prévention des inondations.

I.2.2. Définition du concept du risque : [5]

La notion de risque est communément définie comme la combinaison de deux composantes qui sont l'aléa et la vulnérabilité. En effet, d'après (Torterotot, 1993) : « *Il n'y a pas de risque sans aléa naturel, il n'y en a pas sans élément vulnérable exposé ».*

- ✓ A crue représente le phénomène naturel au moyen de sa fréquence et de ses descripteurs physiques.
- ✓ La vulnérabilité exprime le niveau d'effet prévisible d'un phénomène naturel sur les enjeux.
- ✓ Les enjeux, quant à eux, représentent les personnes, biens, activités, moyens, patrimoines, etc. susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.

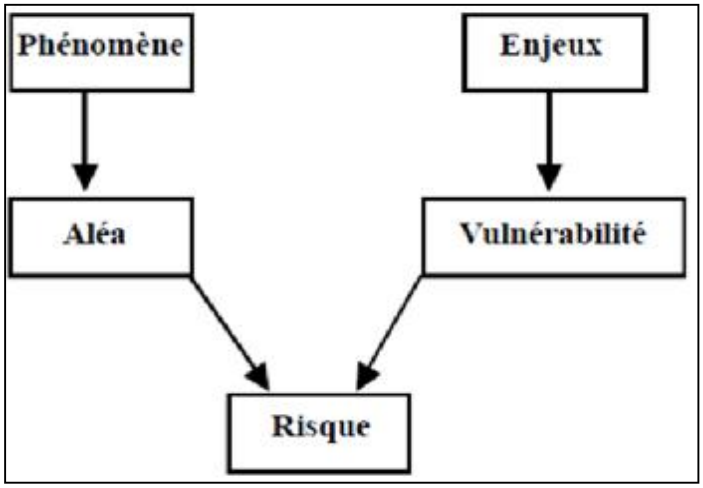


Figure I.7. Définition du risque d'inondation.

Figure I.8 représentant l'aléa et la vulnérabilité par deux axes dans un espace plan, on obtient des courbes d'isorisque, avec une formule qui dépend le problème analysé.

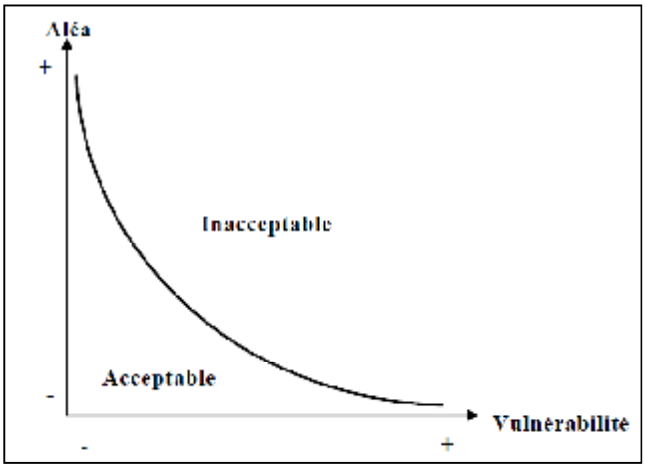


Figure I.8. Courbe d'isorisque.

Conclusion

Cette courbe représente la limite du produit d'un aléa et d'une vulnérabilité où le risque reste acceptable.

I.2.2.1 L'aléa : [6]

Est défini comme lié uniquement au phénomène physique considéré, la crue fait l'objet de l'essentiel des travaux en hydrologie et en hydraulique appliqués à la gestion des risques d'inondation. Il dépend du comportement hydrologique du bassin versant et du

fonctionnement hydraulique du réseau hydrographique. Il peut être quantifié sur une parcelle (avec une précision plus au moins bonne) grâce aux variables hydrologiques classiquement utilisées qui sont la profondeur d'eau et la durée d'inondation, associée à une période de retour.

La notion de ''vitesse'' du courant est parfois utilisée comme paramètre complémentaire de caractérisation de l'aléa mais elle est encore assez mal connue. Sa mesure ou sa modélisation pose des problèmes théoriques et pratiques puisque actuellement, seule la vitesse moyenne par section en travers, peu pertinente en termes d'aléa est accessible.

I.2.2.2. La vulnérabilité : [3]

La vulnérabilité de l'occupation des sols aux inondations traduit le fait que des dommages économiques directs et indirects, et plus ou moins sévères, apparaissent lorsque l'eau inonde une parcelle. De façon classique, on peut théoriquement construire des courbes de dommages qui relient entre eux les paramètres de profondeur d'eau et le coût des dommages correspondants.

La vulnérabilité se définit dans le même espace que l'aléa, à savoir en termes de profondeur, durée et période de retour (h, d, T).

On peut aussi dire que la vulnérabilité doit mesurer la capacité de systèmes interdépendants à fonctionner pour résister à des perturbations extérieures, même les plus imprévisibles, c'est à dire sa capacité à résister à un phénomène destructeur. Dans ce cas, la vulnérabilité est définie de façon beaucoup plus complète.

La méthode classique consiste à assortir la courbe des dommages du paramètre probabiliste traduisant la réalité de la contrainte hydraulique ou aléa. Le risque se quantifie par le coût annuel moyen des dégâts, espérance mathématique du produit scalaire du coût des dommages par leur probabilité *p*.

$$Risque \approx \int_0^1 coût(p)pdp$$

Mais l'inconvénient majeur de cette définition est de n'aboutir qu'à une définition positive du risque qui se traduit inévitablement par une recherche en terme de minimalisation, et qui conduit à s'approcher autant que possible du risque zéro, même s'il est inaccessible. Ceci se traduit dans les faits par deux éléments :

- ✓ Des ouvrages de protection de plus en plus importants pour se protéger contre des crues de plus en plus rares.

- ✓ Une urbanisation ou l'installation d'activités sensibles dans les plaines inondables, en principe protégés.

I.2.3. L'organisation du risque d'inondation :

L'inondation est un phénomène spatial, qui peut s'étendre sur de vastes territoires géographiques, résultant de l'alternance des hautes et basses eaux d'une rivière. De fait, la gestion de ce risque s'organise également de façon cyclique, autour de trois temps principaux: avant, pendant et après. Avant l'inondation, les processus naturels sont abordés de façon rationnelle, dépassionnée et déconnectée des questions d'évaluation financière. Les outils de modélisation, mis au point pendant cette phase, permettent de tester les capacités de réaction des services d'intervention, d'évaluer l'impact des aménagements de protection….C'est avant l'inondation, quand le temps ne constitue pas une contrainte majeure, dont les moyens d'action peuvent et doivent être évalués pour améliorer l'efficacité des décisions. Le temps le plus marquant, à différents chefs, est évidemment l'inondation en elle-même, autrement dit, la catastrophe, où chaque instant et chaque décision comptent car des biens et des personnes sont en jeu. Une des préoccupations majeures est alors de connaître l'ampleur de l'événement pour permettre le dimensionnement et le déploiement des moyens d'action.

Après l'inondation, le problème principal est de tirer des enseignements et des conclusions, de mesurer l'impact essentiellement en termes financiers et sociaux. Les moyens mis en œuvre et leurs interventions sont évalués pour améliorer les actions futures.

I.3. Gestion du risque d'inondation : [2]

Les inondations du début des années 80 auront eu le mérite de susciter une prise de conscience préalable à l'élaboration d'une politique de prévention des risques naturels dans plusieurs pays, les actions qui s'y réfèrent peuvent être résumées comme suite :

I.3.1 La réglementation :

La réglementation est ancienne, variante, souvent incomplète et parfois mal adoptée, elle devrait systématiquement prendre en compte les actions anthropiques aboutissant à une modification substantielle du relief (travaux d'aplanissement, extraction de gravier et carrière etc…) à l'édification de toute construction en zone inondable. Très souvent la réglementation n'est pas respectée ce qui amené à des situations très dangereuses.

I.3.2. La prévision :

La prévision des crues est la modélisation des quantités de précipitations, les apports solides ou liquides, reçues dans un bassin hydrographique et de leur effet sur l'écoulement dans les cours d'eau. Les services météorologiques nationaux utilisent des modèles de prévision numérique du temps pour estimer la quantité de pluie ou de neige qui devraient tomber. Mais souvent, ce sont des collectivités territoriales locales qui notent les quantités reçues, le débit des rivières et utilisent les programmes de modélisation des crues pour prévoir les débordements et limiter les dégâts d'inondation aux riverains.

I.3.3. L'aménagement du bassin versant :

Du point de vue de la prévention des crues, l'aménagement du bassin versant apparaît comme fondamental tant au niveau des versants que du lit proprement dit.

I.3.3.1. Au niveau des versants :

Le reboisement apparaît comme la première solution envisageable pour la protection des versants, car la forêt intercepte la pluie et retarde la fonte des neiges sous son couvert, accroît l'évapotranspiration (en particulier en été ou la transpiration des arbres contribue à l'assèchement des sols et l'abaissement du niveau des nappes phréatiques, au bénéfice de la rétention).

I.3.3.2. Au niveau du lit :

La correction des lits est souvent la solution proposée par les ingénieurs qui cherchent à accroître la section mouillée en élargissant les lits ou encore à les approfondir par des dérochements ou encore en érigeant des digues, etc…

On distingue trois types de lit :

- ✓ **Le lit mineur**

  Le lit mineur est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles).



Figure I.9 Lit mineur.

- ✓ **Le lit majeur**

Le lit majeur comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles.

On distingue deux types de zones :

- ✓ Les zones d'écoulement, au voisinage du lit mineur ou des chenaux de crues, où le courant a une forte vitesse.
- ✓ Les zones d'expansion de crues ou de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est-à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval.

Le lit majeur fait partie intégrante de la rivière. En s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même.



Figure I.10 Lit majeur.

- ✓ **Le lit moyen**

Sous certains climats, et pour certains cours d'eau, on peut identifier un lit moyen. Pour les crues de période de retour de 1 à 10 ans, l'inondation submerge les terres bordant la

rivière et s'étend dans le lit moyen. Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes.



Figure I.13 Lit moyen.

I.4 Les crues : [2]

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière (débit) et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. L'importance de l'inondation dépend des trois paramètres de la crue: la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue.

Ces paramètres sont conditionnés par les précipitations, l'état du bassin versant (aire géographique d'alimentation en eau d'une rivière) et les caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur de la vallée, etc.…). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines.

I.4.1. Le processus de formation des crues :

Comprendre ce processus de formation des crues revient à analyser les différents facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

- ✓ **L'eau mobilisable :** constituée de l'eau reçue par le bassin versant.
- ✓ **Le ruissellement :** qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de sa pente, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux.
- ✓ **Le temps de concentration :** qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci.
- ✓ **La propagation de l'onde de crue :** qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

I.4.2. La période de retour de crues :

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, milléniale, etc.) : plus cette période est grande, plus les débits et l'intensité sont importants.

Selon ce paramètre, on distingue:

- ✓ **Les crues fréquentes :** dont la période de retour est comprise entre un et deux ans.
- ✓ **Les crues moyennes :** dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans.
- ✓ **Les crues exceptionnelles** : dont la période de retour est de l'ordre de cent ans.
- ✓ **La crue maximale vraisemblable :** qui occupe l'intégralité du lit majeur.

I.4.3.Mesures techniques de protection contre les inondations :

I.4.3.1.Apprécier la situation de danger :

Afin de pouvoir juger des besoins de protection, il faut connaître parfaitement la situation hydrologique, les conditions d'aménagement des cours d'eau et les types de dangers déterminants. Les dangers peuvent être identifiés en consultant la documentation sur les crues (cadastre des événements, carte indicative des dangers). La situation doit être vérifiée périodiquement et prise en compte dans les plans directeurs et les plans d'affectation.

I.4.3.2.Identifier les déficits écologiques et y remédier :

Une protection durable contre les crues doit veiller à la prospérité de la végétation des rives et laisser suffisamment d'espace pour la diversité structurelle naturelle des milieux naturels, créant ainsi des liaisons entre eux.

I.4.3.3.Différencier les objectifs de protection :

Les biens de grande valeur doivent être mieux protégés que ceux de valeur moindre. Selon ce principe, les terres agricoles et les bâtiments isolés nécessitent moins protection que les agglomérations, les installations industrielles ou les infrastructures.

I.4.3.4. Retenir si possible; évacuer si nécessaire :

Les débits de crue doivent être retardés dans des espaces de rétention afin d'écrêter les débits de pointe. C'est pourquoi il faut préserver ou reconstituer des espaces de rétention naturels. Des couloirs d'écoulement seront aménagés là où c'est impossible, par exemple dans les secteurs étroits des agglomérations.

I.4.3.5. Limiter les interventions :

Des sections d'écoulement suffisantes sont impérativement nécessaires pour assurer la protection contre les crues, maintenir l'équilibre du bilan des matériaux charriés et garantir le drainage. Les interventions dans l'espace naturel doivent toutefois rester minimes.

I.4.3.6. Examiner les points faibles :

Le fonctionnement et la résistance des ouvrages de protection lors des catastrophes doivent être vérifiés. Ainsi, les points faibles éventuels peuvent être identifiés et éliminés à temps.

I.4.3.7. Garantir l'entretien :

L'entretien des cours d'eau dans les règles de l'art est une tâche permanente. Il permet de préserver l'intégrité des ouvrages de protection et de maintenir la capacité d'écoulement des cours d'eau.

I.4.3.8. Assurer l'espace nécessaire :

Ils sont tenus de déterminer l'espace nécessaire aux cours d'eau, de l'inscrire dans les plans directeurs et les plans d'affectation et d'en tenir compte dans toutes les autres activités en liaison avec l'aménagement du territoire.

I.4.3.9. Respecter les besoins :

Les besoins de ceux qui recherchent les bords de ruisseaux et de rivières pour se détendre doivent aussi être respectés. En outre, l'utilisation durable des ressources en eau, en particulier l'exploitation de l'énergie hydraulique, doit rester possible.

Conclusion :

À travers cette étude on a conclu que les inondations dépendent de plusieurs facteurs, toutefois la pluie c'est le facteur principal et dominant. En Algérie, la majorité des crues causant des inondations sont dues à des précipitations torrentielles ce qui engendre dans la plupart des cas des dégâts humains et matériels considérables.

Le risque d'inondation est déterminé par les deux facteurs : l'aléa et la vulnérabilité. L'aléa passe par une étude du régime de crue du bassin versant, par contre, la vulnérabilité est déterminée à partir d'une étude socio-économique, elle est représentée par un taux qui traduit l'objectif de protection contre une inondation probable.

L'élaboration des plans et des mesures de protection contre les inondations demeure indispensable et incontournable pour minimiser les dégâts de ce phénomène.

Chapitre II :

Moyens de protections contre les inondations

Chapitre II : Moyens de protection contre les inondations

Introduction :

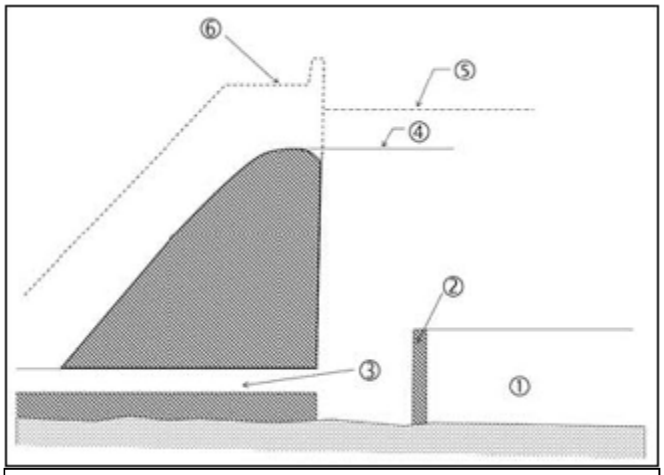
L'objective de ce chapitre est proposé des moyens de protections contre les inondations pour évites les dégâts humains et matériels.

Les techniques communément employées pour se protéger comprennent la réalisation des endiguements à l'aide de digues en matériaux naturels, artificiels et le réaménagement des lits.

II.1. Barrage écrêteur : [11]

Les barrages écrêteurs de crues sont des digues de protection contre les inondations, des ouvrages qui peuvent également créer une charge, mais qui ne sont pas destinés à stocker un volume d'eau ; au contraire elles sont destinées à empêcher l'eau de venir (d'eau extrême) pour la sécurité des crues.

Il est équipé de pertuis (libres ou vannés), dont le dimensionnement est basé sur la capacité du lit en aval. On évalue le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de contrôle) et on dimensionne les pertuis pour délivrer au maximum ce débit. Si le débit entrant dans la retenue lui est supérieur, il y a stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes.



1- Retenue semi-permanente.
2- Batardeau.
3- Pertuis.
4- Seuil de surface (cote de protection).
5- Cote de sûreté (PHE).

Figure II.1. Coupe schématique d'un barrage écrêteur de crues.

L'objectif de ce ouvrage est de permettrait de réduire les débits de pointe d'une crue pour la protection contre les inondations des territoires situés en lit majeur en aval du barrage. A condition que se conjuguent plusieurs facteurs très favorables: excellente fiabilité des prévisions météorologiques à trois jours ou niveau de remplissage des retenues pas trop élevé.

Dans la pratique, il apparaît nécessaire de mobiliser temporairement des espaces de stockage pour obtenir un laminage efficace des crues et pour prévenir les inondations.

Cette technique s'assure les actions suivantes :

- ✓ Diminuer le débit de pointe et retarder les écoulements sur un cours d'eau, en freinant l'eau avant son arrivée dans le lit, en mobilisant les capacités naturelles d'amortissement en lit moyen et lit majeur, et en stockant temporairement une partie du volume de la crue dans des ouvrages spécifiquement prévus à cet effet .
- ✓ S'assurer qu'à l'échelle du bassin versant, la mise en œuvre du ralentissement dynamique sur un ensemble de cours d'eau n'engendre pas localement une augmentation inattendue des risques d'inondation, notamment par recomposition de crues déphasées par les ouvrages.



Figure II.2 Schéma principal barrage écrêteur.

II.1.1 Conséquences et effets perturbateurs possibles :

les conséquences de barrage écrêteur on trouve :

- ✓ Relative inefficacité si une crue survient alors que le barrage est plein.
- ✓ Risques spécifiques éventuels (rupture de barrage).
- ✓ Lissage du régime aval (disparition des crues fréquentes à moyennes) et interruption totale ou partielle du transport de sédiment (érosion en aval et dépôts dans la cuvette).

- ✓ Perturbation de dynamiques biologiques (circulation des animaux et propagules végétales).

II.2. Bassin d'Amortissement : [11]

Le bassin d'Amortissement est destiné à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire. Ils ont un rôle d'étalement, d'écrêtement des eaux pluviales.

Ils sont principalement constitués par trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation (garantissant le débit de fuite).

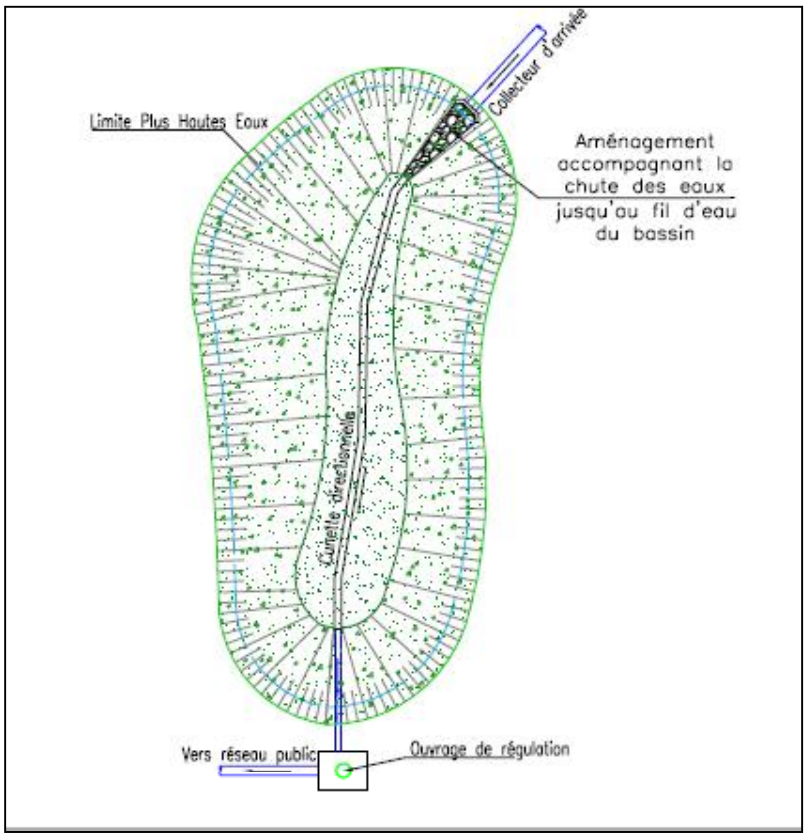


Figure II.3. Schéma principal de bassin d'Amortissement.

II.2.1 Principe de fonctionnement d'un bassin d'Amortissement :

Ce bassin permet de stocker les eaux pluviales pour lutter contre les inondations. Après ce stockage, elles sont évacuées vers un exutoire de surface ou infiltrées dans le sol. Ils assurent la circulation d'un volume d'eau fixé dans le cours d'eau quelque soit le débit extrême (crue) et contribuent le traitement des eaux pluviales avant rejet dans le milieu naturel.

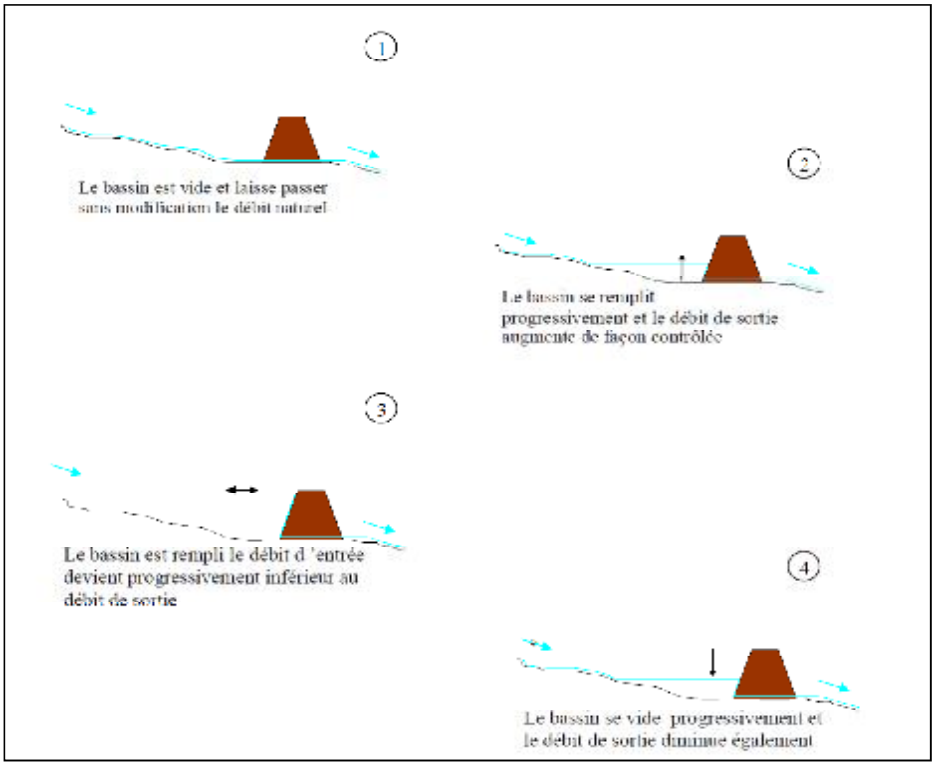


Figure II.4. Principe de fonctionnement de bassin d'Amortissement.

II.2.2. Les avantages et les inconvénients :

Avantage

- ✓ Bonne intégration paysagère possible.
- ✓ Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- ✓ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- ✓ Bon retour d'expérience facilitant la conception et l'exploitation.

Inconvénients

- ✓ Les bassins de rétention peuvent avoir une importante emprise foncière.
- ✓ La fréquence d'entretien va varier selon le type de bassin, selon sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.
- ✓ Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles.
- ✓ Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans le bassin et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont.

II.2.3 Conditions et domaine d'utilisation :

Les bassins d'Amortissement sont des ouvrages surtout adaptés aux milieux peri-urbain compte tenu de la surface foncière nécessaire. Durant la phase de conception, on s'assurera que les paramètres suivant soient respectés :

- ✓ La vidange des eaux de ce bassin doit être effectuée dans un laps de temps « respectable » pour qu'il puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux successifs et pour des raisons de sécurité des riverains et de salubrité.
- ✓ Afin d'assurer la sécurité des riverains, si cela s'avère nécessaire suivant la morphologie (pente des talus ou profondeur du bassin trop importante) et l'implantation du bassin.
- ✓ Dès la mise en œuvre de l'ouvrage, l'accès permettant son entretien doit être fonctionnel.

II.3.Calibrage : [11]

Le calibrage est une opération dans le lit mineur du cours d'eau. Le principe de ce travail consiste à augmenter la débitance du lit de la reviré, soit en augmentant la section d'écoulement (la section de passage) par élargissement du lit et l'approfondissement ou les deux, soit en réduisant la rugosité du lit et du fond.

Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations (diminuer la fréquence des submersions). Il a été utilisé de manière quasi systématique dans les zones rurales.

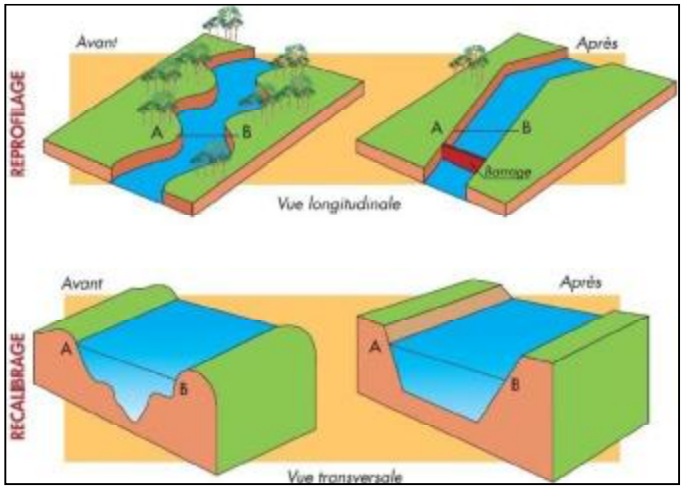


Figure II.5. Calibrage d'un cours d'eau.

II.3.1. Les conséquences d'un calibrage :

II.3.1.1. Sur les débits de pointe :

Un calibrage a forcément pour conséquence de diminuer localement la fréquence des submersions et donc de diminuer l'effet de laminage des crues par épandage dans le lit majeur.

II.3.1.2. Morphologiques pour le profil en long :

Les conséquences sur le profil en long d'un calibrage avec risberme sont analogues. Si la risberme est fréquemment inondée, elle est l'objet de dépôts finis ou grossiers et se surélève. Lorsque des vieux seuils sont supprimés, une érosion régressive s'en suit ainsi qu'un exhaussement aval.

II.3.1.3. Morphologiques pour les berges :

Un calibrage s'accompagne souvent, comme on l'a vu, d'un enlèvement important de la végétation, ce qui accroit la sensibilité des berges à l'érosion.

De plus, un calibrage entraine une augmentation de la vitesse de l'eau. Une conséquence directe est l'accroissement de l'érosion en rive concave. Il faut aussi noter que l'augmentation des vitesses infléchit vers l'aval le courant dans les coudes.

Comme on trouve une autre conséquence est l'augmentation de la rapidité de la décrue (problème d'hydraulique transitoire). La stabilité au glissement des berges est donc affectée. Les solutions sont :

- ✓ L'adoption de pentes de berges suffisamment douces pour améliorer la tenue au glissement.
- ✓ La pose de matériaux plus résistants dans les coudes les plus prononcés.
- ✓ Et chaque fois qu'il est possible le maintien des arbres ou au moins des souches et le maintien des seuils existants.

II.3.2. Les inconvénients du calibrage :

Parmi les inconvénients de cette technique on trouve :

- ✓ Aggravation des inondations au débouché dans un tronçon aval non recalibré.
- ✓ Evacuation accélérée : moindre recharge des nappes en crue.
- ✓ Pour les habitats aquatiques, fort remaniement de la géométrie et du substrat, perte des abris en berge. en étiage, faible tirant d'eau si la géométrie des sections est trop régulière : températures trop fortes, oxygénation en baisse.
- ✓ Déconnexion des annexes fluviales, perturbation du cycle de reproduction de certaines espèces.

- ✓ Perturbation du transport solide : érosions et/ou dépôts.
- ✓ Augmentation des contraintes hydrauliques en crue.

Conclusion :

On conclut que le ralentissement dynamique peut atténuer les crues d'un cours d'eau c'est à dire en diminuer et en étaler la pointe, en cherchant à freiner les écoulements avant leur arrivée dans le lit du cours d'eau, à mobiliser les capacités d'amortissement offertes par les débordements des crues dans le lit majeur et à stocker temporairement une partie des volumes de crue dans des ouvrages spécifiques.

Pour la protection actuelle des crues on utilise le calibrage des sections des oueds mais à la grande échelle on trouve le bassin d'amortissement.

CHAPITRE III:

Données de base et calcul hydrologique

Chapitre III : Données de base et calcul hydrologique

Introduction:

Avant tout projet de protection contre les inondations, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant sur la conception du projet.

III.1. Situation géographique et organisation administrative : [7]

III.1.1. Organisation administrative actuelle :

Erigée au rang de Wilaya à la faveur du découpage administratif de 1974, cette partie du territoire d'une superficie totale de 32.256,35 km² représentant 1,36% de la superficie totale du pays se compose actuellement de 36 communes regroupées en 12 D'airât.

III.1.2. Situation géographique :

Considérée comme la porte du Sahara, la wilaya de **Djelfa** occupe une place stratégique dans la relation entre le Nord et le Sud, elle couvre une superficie de **32.256,35 km2**, issue du découpage administrative de **1974.**

La Wilaya de Djelfa est située dans la partie centrale de l'Algérie du Nord au-delà des piémonts Sud de l'Atlas Tellien en venant du Nord dont le chef-lieu de Wilaya est à 300 kilomètres au Sud de la capitale Elle est comprise entre 2° et 5° de longitude Est et entre 33° et 35° de latitude Nord.

III.1.2.1. Limite géographique :

La wilaya de Djelfa est limitée :

- ✓ Au Nord par les Wilayat de Médéa et de Tissemsilt
- ✓ A l'Est par les Wilayat de M'Sila et Biskra
- ✓ A l'Ouest par les Wilayat de Laghouat et de Tiaret
- ✓ Au Sud par les Wilayat d'Ouargla, d'El Oued et de Ghardaïa

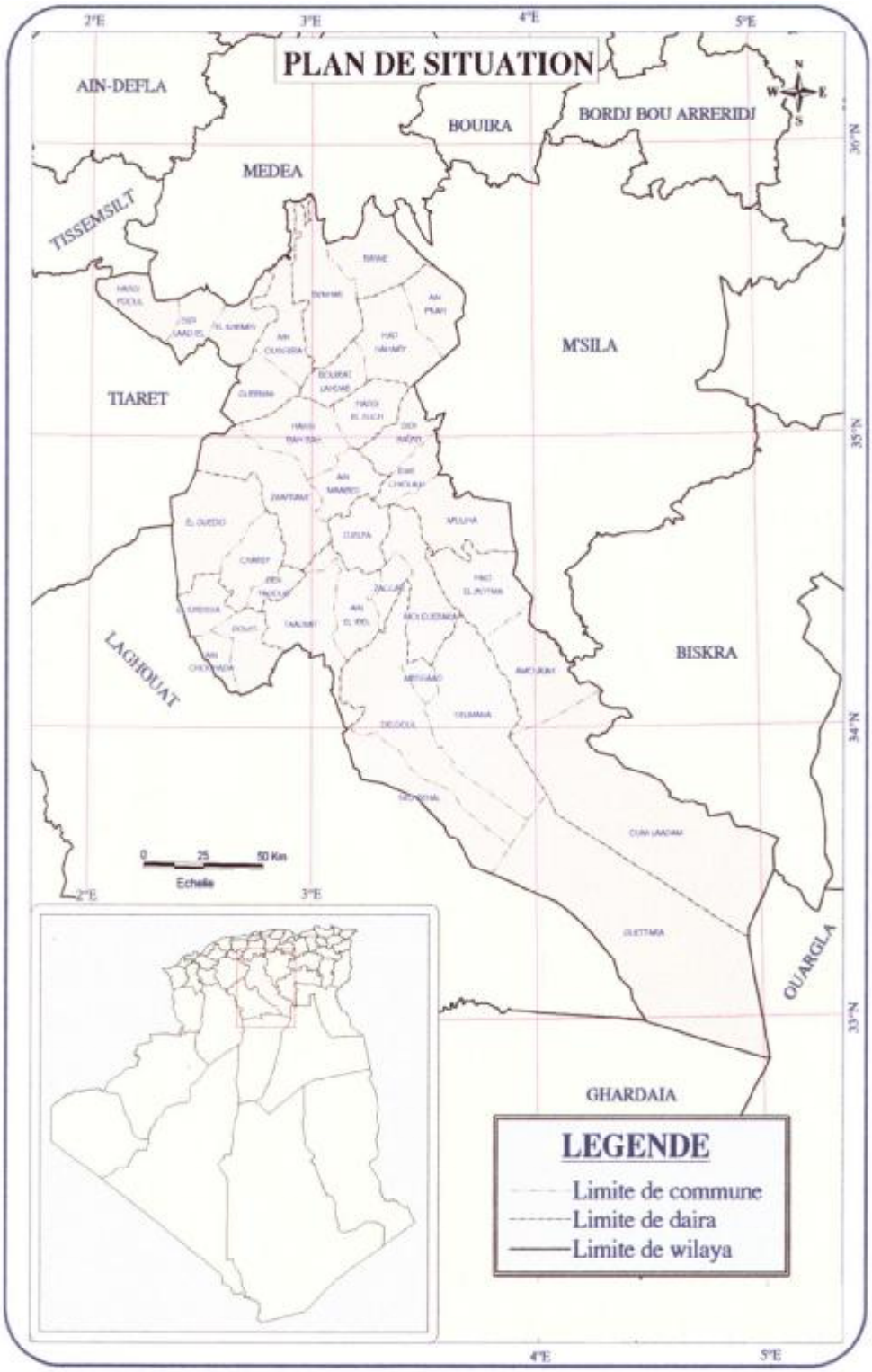


Figure III-1 plan de situation de la wilaya de Djelfa.

III.1.2.2. Le cadre géographique :

Il faut souligner d'abord que le relief de cette zone est très monotone. Il se caractérise par la platitude remarquable sur l'ensemble de l'étendue de cette entité subdésertique faisant partie de la bordure sud de la wilaya. Il s'agit d'une zone qui fait partie de la plate-forme saharienne développée au sud de l'accident sud atlasique où le relief ne présente aucune contrainte majeure à l'aménagement et au développement de ce secteur.

Les altitudes varient ici de 400m au Sud à 700m au Nord, mais peuvent descendre en dessous de 300m dans l'extrémité sud-est de la wilaya. Les pentes sont également insignifiantes et ne présentent aucune contrainte pour l'aménagement et la réalisation des infrastructures. Les altitudes varient en général de 2 à 5° à l'exception des chenaux d'oueds, les talus et les berges appelés, par endroits, ''Krebs'' qui ont parfois une pente supérieure à 10°.

Cette zone se caractérise aussi par son inclinaison générale du nord au sud et plus particulièrement du Nord-Ouest vers le Sud-est ce qui explique l'orientation générale des principaux cours d'eau, notamment l'oued Djedi qui débouche dans la cuvette du Chott Righ à proximité de Touggourt.

Les cours d'eau se caractérisent par leur encaissement de 3 à 10 m suivant les cas et ce, à travers les formations superficielles quaternaires et le Terminal continental et peuvent atteindre le substrat crétacé ou éocène dans un grand nombre de situation, particulièrement dans la zone septentrionale de cette plate-forme. Il est probable que la topographie de cette zone, l'organisation du réseau hydrographique, généralement peu hiérarchisé, et la faiblesse de l'encaissement des oueds soient liées à la tectonique subsidence de cette marge saharienne.

Il reste à souligner enfin que ce secteur est dominé par la présence d'un grand nombre de cuvettes dont le fond est légèrement encaissé dans cette plate-forme saharienne et la plupart sont occupées par des Dayas, par des Chotts ou des Sebkhas.

III.2. Le climat : [7]

Les informations concernant les données climatiques sont recueillies auprès des stations météorologiques d'Ain Ousséra pour le Nord de la Wilaya, de Djelfa pour le centre et celle de Laghouat pour le Sud.

En raison de son immensité territoriale, la wilaya de Djelfa chevauche sur trois étages bioclimatiques. Il est du type aride à subaride au Nord, aride à semi-aride inférieur sur la partie centrale et aride à sub-saharien au Sud. Les hivers sont froids et rigoureux et les étés chauds et secs.

III.2.1. La température :

Les températures sont variables avec une maximale valeur pour le mois de juillet et une minimale valeur pour janvier, elle a une valeur moyenne de 14.8°C.

Tableau III.1 : Variation de la température au cours de l'année 2009

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
T_{Moy}°C	**4.5**	**5.1**	**9.3**	**9.3**	**17.9**	**24.3**	**28.4**	**27.3**	**18.9**	**14.9**	**10.3**	**8.1**

III.2.2. Les vents :

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles, ayant des directions Sud-West et Nord-West.

Tableau III.2 : Vents moyens mensuels pour l'année 2009

Mois	Jan	fev	Mar	avr	mai	Juin	juil	août	sep	oct	nov	Dec
V_{Moy} ~~m/s~~	**5.3**	**4.5**	**4.2**	**5.3**	**4.8**	**3.7**	**3.4**	**3.8**	**2.8**	**2.8**	**3.8**	**5.0**

III.2.3. La pluviométrie : [8]

Notre région est douce, froide et pluvieuse en hivers, chaude et sèche en été.

Pour notre étude on se réfère à une série pluviométrique recueillie par la station pluviométrique de la station de Djelfa (Code 604981)

Tableau III.3 La série pluviométrique en mm

Mois / Années	Jan	Fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec	$P_{moy\ ann}$	$P_{max\ ann}$
1990	**117**	**0.3**	**30.0**	**65.4**	**84.4**	**61.0**	**12.6**	**10.3**	**14.2**	**4.0**	**13.6**	**34.6**	**37.2**	**117**
1991	**23.5**	**51.7**	**74.2**	**38.8**	**34.5**	**15.7**	**9.4**	**13.1**	**32.5**	**117**	**19.5**	**21.6**	**37.6**	**117**
1992	**59.5**	**10.6**	**56.7**	**48.6**	**122**	**5.6**	**10.6**	**1.1**	**18.7**	**1.4**	**23.8**	**21.4**	**31.6**	**122**
1993	**8.0**	**71.1**	**40.2**	**13.5**	**39.0**	**12.0**	**16.0**	**27.6**	**25.0**	**5.0**	**19.0**	**15.0**	**24.2**	**71 .1**
1994	**50.0**	**52.0**	**20.0**	**7.0**	**10.0**	**1.0**	**4.0**	**17.0**	**96.0**	**78.0**	**28.0**	**8.0**	**30.9**	**96.0**
1995	**46.0**	**13.0**	**50.0**	**11.0**	**6.0**	**46.0**	**N.T**	**13.0**	**13.2**	**49.0**	**3.9**	**30.0**	**28.4**	**50.0**
1996	**91.8**	**74.0**	**58.0**	**57.0**	**51.0**	**27.0**	**5.0**	**28.0**	**16.0**	**3.0**	**1.0**	**27.0**	**36.4**	**91.8**
1997	**39.0**	**5.0**	**1.0**	**87.0**	**43.0**	**9.0**	**2.0**	**45.0**	**77.0**	**11.0**	**55.0**	**17.0**	**32.5**	**77.0**

1998	**7.0**	**26.0**	**5.0**	**35.0**	**38.0**	**2.0**	**N.T**	**19.0**	**28.0**	**5.0**	**3.0**	**9.0**	**14.7**	**38.0**
1999	**61.0**	**24.0**	**25.1**	**9.1**	**3.4**	**13.0**	**2.6**	**16.6**	**25.0**	**28.7**	**26.0**	**68.5**	**25.2**	**68.5**
2000	**N.T**	**N.T**	**1.0**	**10.0**	**27.0**	**3.2**	**0.4**	**1.5**	**63.0**	**8.0**	**15.0**	**23.1**	**12.6**	**63.0**
2001	**60.0**	**12.0**	**2.0**	**3.7**	**3.0**	**N.T**	**0.4**	**22.8**	**78.0**	**28.0**	**12.0**	**17.0**	**19.9**	**78.0**
2002	**11.0**	**5.3**	**2.0**	**38.2**	**4.9**	**5.9**	**13.0**	**35.6**	**7.6**	**15.3**	**37.9**	**36.1**	**17.7**	**37.9**
2003	**53.3**	**45.3**	**13.0**	**17.8**	**14.8**	**2.8**	**5.0**	**0.3**	**6.3**	**41.4**	**41.3**	**54**	**24.6**	**53.3**
2004	**6.0**	**0.5**	**29.2**	**33**	**97.4**	**3.7**	**7.3**	**51.4**	**38.1**	**28.0**	**39.4**	**42**	**31.3**	**97.4**
2005	**2.0**	**20.5**	**12.5**	**6.8**	**1.4**	**35.1**	**12.2**	**TR**	**63.6**	**48.8**	**18.5**	**25.5**	**20.5**	**63.6**
2006	**49.6**	**43.4**	**3.1**	**47.3**	**36.5**	**1.1**	**19.2**	**9.9**	**17.3**	**0.7**	**18.9**	**41.0**	**24.0**	**49.6**
2007	**4.8**	**26.6**	**72.6**	**28.8**	**31.0**	**16.3**	**12.8**	**18.2**	**32.2**	**38.3**	**70**	**3.5**	**29.5**	**72.6**
2008	**6.1**	**3.4**	**5.3**	**0.4**	**33.8**	**33.4**	**24.1**	**77.8**	**44.8**	**74.4**	**9.8**	**24.0**	**28.1**	**77.8**
2009	**72.2**	**44.0**	**47.6**	**54.5**	**12.3**	**10.7**	**15.3**	**0.9**	**68.7**	**4.5**	**27.4**	**/**	**29.8**	**72.2**

III.3. L'hydrologie : [8]

Le réseau hydrographique dans cette région est très dense avec des ramifications à travers l'ensemble des reliefs. La direction des principaux oueds est souvent différente de celle des reliefs, elle leur est fréquemment perpendiculaire Nord-Sud à Nord-Ouest-Sud-Est (à l'exemple des Oueds M'zi, Messad, El Djorf, etc..). Il arrive cependant qu'elle soit conforme à ces reliefs comme les vallées affluentes développées à l'intérieur des dépressions résultant de l'inversion des reliefs tels est le cas des combes des Djebels Lazreg et de Tebag au Sud-Ouest de Fernane et des synclinaux perchés de Bou Kahil de Djebel Zerga.

Par ailleurs, la plupart des oueds dans cette région, aride à subaride, ne coulent que lorsqu'il pleut. Exception faite de quelques écoulements pérennes liés à des sources importantes. Notons aussi que l'endoréisme constitue, dans cette wilaya, la caractéristique essentielle de l'ensemble du réseau hydrographique, car les oueds coulant vers le nord débouchent dans les bas-fonds des hautes plaines (chotts ou dayas) et ceux du sud se perdent loin sur la plate-forme saharienne, soit dans des dépressions fermées (chotts ou Dayas), très nombreuses sur la hamada, soit sur la surface de la hamada ou dans des champs de sable.

III.4. Réseau Hydrographique : [8]

Le réseau hydrographique est composé d'oueds soumis à un régime saisonnier. IL se compose de: Oued Messeka, Oued El Hadid, Oued El kirane, Oued Meguennah,
Oued Lozen, Oued Oum Defain, Oued Abga et Oued Sidi Slimane.

La plupart de ces oueds déversent leurs eaux dans l'Oued Mellah qui est considéré comme le plus important de la commune, et qui traverse la ville du Sud-Est au Nord-Ouest pour aller se jeter dans les bassins du Zahrez.

Cet oued qui a un lit à sec pendant l'été sert d'exutoire aux eaux usées de la ville ; ce qui pose un problème de pollution. (ANRH, Synthèse des études sur le synclinale du Djelfa, 2007).

III.4.1. Caractéristiques morphologiques du sous- bassin versant L'Oued Mellah : [7]

Le bassin versant, s'appelle aussi bassin de drainage d'un Oued, est l'aire limitée par les lignes de crêtes. Il a une fonction de collecteur, il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exécutoire. La délimitation du sous bassin versant de l'Oued Mellah est basée sur les cartes topographiques de Djelfa

Il est à noter, que ce sous- bassin versant couvre une superficie d'environ **1310**km² et un périmètre de l'ordre de 183.400 Km. (ANRH, Synthèse des études sur le synclinale du Djelfa, 2007).

III.5. La Géologie : [7]

La géologie de la wilaya de Djelfa s'intègre, dans sa totalité, dans la géologie globale du domaine atlasique et de la marge septentrionale de la plateforme saharienne. Le passage de l'un à l'autre est souvent net, il est assuré par des reliefs modérés alignés le long de l'accident Sud atlasique appelé zone de piémont ou zone de relais entre l'atlas saharien et la plateforme saharienne. La présence d'un autre accident au Nord de l'atlas saharien partage celui-ci en deux sous-ensembles : l'atlas saharien et le pré-Atlas ou domaine des Hautes Plaines. Ainsi, sur le plan géologique, l'ensemble de cette wilaya est partagé entre deux grands domaines structuraux, tandis que sur le plan géomorphologique, elle est marquée par la présence de trois grands ensembles morpho-structuraux :

- ✓ Les terrains relativement plats au Nord faisant partie des Hautes Plaines
- ✓ Le domaine montagneux de type atlasique au centre
- ✓ La plateforme saharienne au sud

III.6. Géomorphologie : [7]

Le relief du territoire communal de Djelfa est généralement élevé ; ses altitudes varient de 1020m à 1489m.

L'espace communal est caractérisé par trois grands ensembles morphologiques : les montagnes, les plateaux et les piémonts.

III.6.1. Montagnes :

Représentent 39,32% de la superficie totale (soit 21318.12 Ha), on y trouve Djebel Senelba le quireprésente le plus grand ensemble, avec le sommet Plus élevé de toute la région (1489 m) Djebel El Oust et Kef Haouas.

III.6.2. Plateaux :

Représentent 52,48% de la superficie totale (soit 28453.08Ha), il fait partie du grand plateau Moudjbara-Mouilah, se localisent en 02 parties :

- ✓ La partie allant du Sud-Ouest (à partir du C.W. 164) jusqu'au Sud-Est et Est de la commune.
- ✓ La partie se trouvant à l'extrême Nord-Est de la commune ces plateaux sont caractérisés par des ondulations formant des petites collines et sont traversés par des Oueds plus ou moins importants. Une grande partie de la population éparse se localise sur ses terres et exerce l'activité agricole.

III.6.3. Piémonts :

Représentent 8,20% de la superficie totale (soit 4445.79Ha), se localisent au SUD-EST et au Nord de la commune.

A partir de la localisation du relief on peut citer les classes de pentes les plus dominantes dans la commune. Les terrains de la commune sont généralement de faible pente, variant de 0 à 8% avec une prédominance de la classe (0-3%) qui se trouve au niveau des plateaux au Sud-Ouest, Est et Nord-Est du territoire communal. Au Nord et Nord-Ouest se trouvent :

- ✓ les pentes moyennes à fortes (plus de 12,5%).
- ✓ La classe des pentes moyennes (12,5-25%) est répandue surtout au niveau des versants de montagnes où la couverture végétale est dense.
- ✓ La classe de pente très forte (plus de 25%) est localisée surtout le long des crêtes de Senelba et Kef Haouas. **(P.D.A.U., 1994)**.

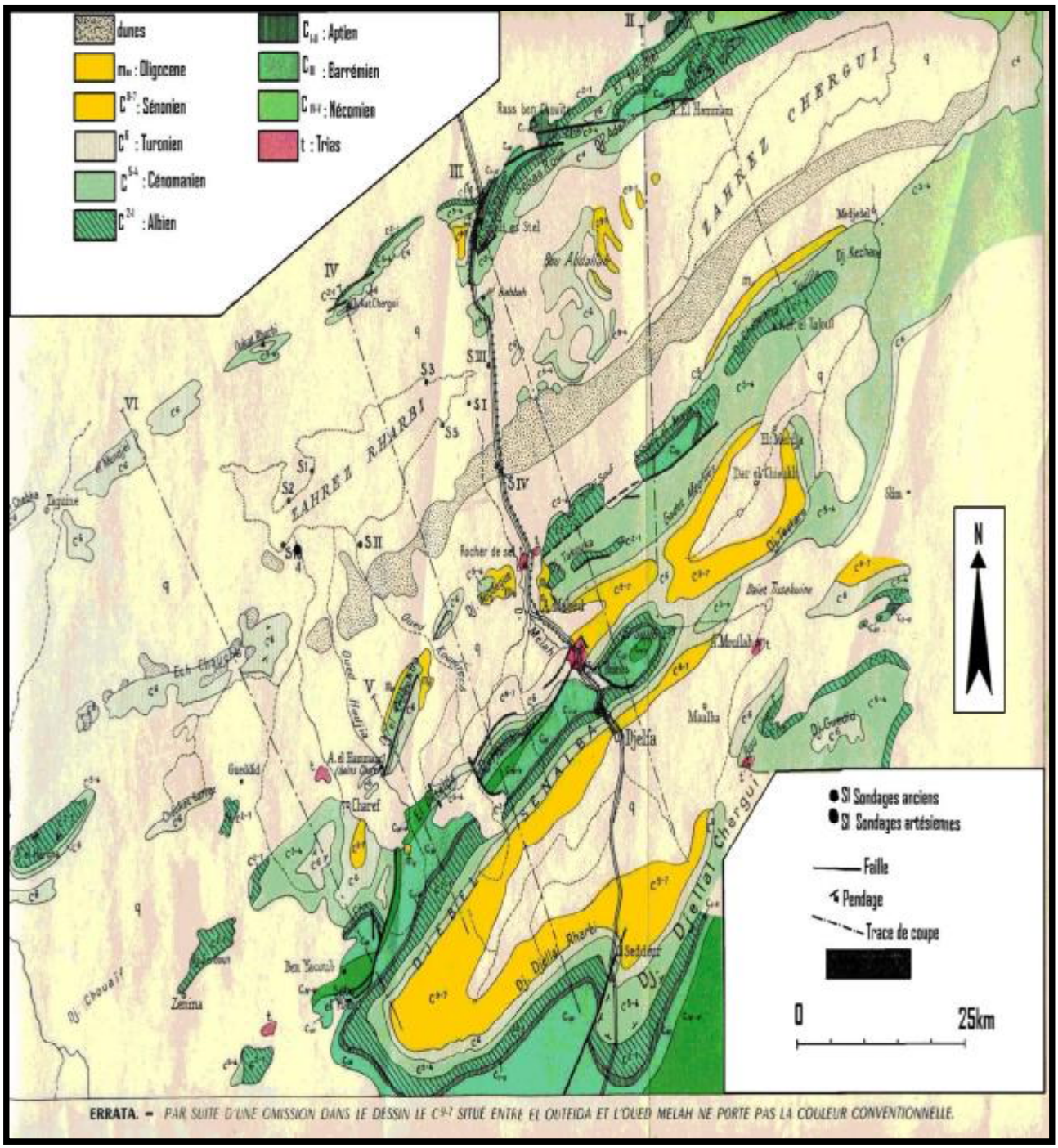


Figure III.2 Schéma géologique de la wilaya de Djelfa

III.7. Calcul hydrologique :

III.7.1. calcul de temps de concentration :

Nous avons estimé le temps de concentration des bassins de la région par la formule de Giandotti.

Le temps de concentration est donné par le tableau suivant :(d'après ANRH Djelfa)

Tableau III.4 temps de concentration en heure

Temps de concentration (en heures)	O,Mellah
Giandotti	5,60

III.7.2. Précipitations Journalières : [8]

La protection contre les dégâts des eaux nécessite de s'intéresser aux pluies journalières maximales annuelles.

Théoriquement les valeurs extrêmes s'ajustent à une loi des valeurs extrêmes, en Algérie il est vérifié que les pluies journalières maximales annuelles s'ajustent à une loi de Gumbel.

Tableau III.5 Pluies Max. journalières en mm (A.N.R.H)

Période de retour	Fréqence	U.Gumbel	Djelfa
10ans	0,9	2,250	54,6
20ans	0,95	2,970	63,7
50ans	0,98	3,902	75,3
100ans	0,99	4,600	84,1

III.8. Les Crues :

L'intérêt de la détermination du débit maximal d'un cours d'eau est évident en raison des effets destructeurs bien connus de ces événements hydrologiques.

Lorsqu'on projette la construction des ouvrages hydrauliques, on doit déterminer le maximum probable de la crue auquel l'ouvrage devra faire face. On doit tenir compte de sa durée de vie et calculer la crue max. qui pourrait se produire pendant cette période.

La crue max. est caractérisée par :

- ✓ Le débit Max.
- ✓ La durée de la crue.
- ✓ Le volume écoulé durant la crue.
- ✓ L'Hydro-gramme de la crue.

III.8.1. Débits Maximale de période de retour voulue : [8]

Nous ne disposons pas d'observation hydrométrique au niveau de la zone d'étude, la recherche de bassins versants des caractéristiques similaires dans la région et disposant de stations hydrométriques n'a pas été concluante. 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.

- ✓ **Formule de SOGREAH-A N R H (1989) :**

$$Qt = C\ q(Pt - P1) \qquad (II.1)$$

Avec :

P1 = 20mm en Algérie du nord.

Cq : Coefficient de ruissellement statique.

$Cq = (S/6)*Tb^{-0.77}$

Qt : débit de pointe(en m3/s) de période de retour t

Pt : Pluie journalière max. de période de retour t

$Tb = Tb0+(L\text{^}1.7(Pa*Vi)^{0.57}/1000)$

Tb : temps de base en heures

Tb0 = 2.33 pour les stations du Nord Algérie

L : longueur du talweg principal

Pa : pluie annuelle en mm

S : superficie du BV en Km²

Vi : pente brute du bassin en %

Vi = (Hmax-Hmin)/Lr

Hmax, Hmin : altitudes max. et min

Lr:longueur du rectangle equivalent

- ✓ **Formule de Turazza**

$$Q_{max}\% = (pt_c\% * S * C)/3.6 * t_c \qquad (II.2)$$

Q_{max} % : débit de crue de période de retour voulue (en m3/s)

t_c : temps de concentration du bassin

pt_c % : pluie de durée tc et de période de retour voulue

C : coefficient de ruissellement du bassin

C (10 ans) = 0,4

C (50 ans) = 0,7

C (100 ans) = 0,8

Nous adoptons les coefficients généralement admis en Algérie en supposant que l'averse est généralisée sur l'ensemble du bassin versant et que l'intensité est constante.

Tableau III.6. Débits max en m3/s au site d'Oued Mellah(A.N.R.H)

T(ans)	Sogreah	Turraza
Q10ans	18,63	12,86
Q20ans	23,48	18,72
Q50ans	29,76	31,02
Q100ans	34,46	39,57

La formule de Turraza habituellement la plus utilisée en Algérie nous donne des valeurs de débits max supérieures pour les fréquences rares comparativement à ceux obtenus avec les autres formules, en effet cette formule tient compte de la variation du coefficient de ruissellement du bassin par rapport à la période de retour.

La formule de Sogreah-Anrh, élaborée sur la base des observations des petits bassins algériens, et celle de Mallet-Gautier donnent des valeurs de débits relativement faibles pour le site.

Les résultats de débits max. retenus pour la suite de l'étude sont ceux de La formule de Turraza .

III.8.2. Hydro-gramme de crue : [8]

L'étude de l'hydro-gramme de crue est nécessaire dans la mesure où elle sert d'outil de base dans le dimensionnement de nos retenues et de leurs évacuateurs.

A partir de Hydro-gramme on peut évaluer les autres caractéristiques de la crue à savoir :

- ✓ La forme
- ✓ Le volume
- ✓ Le temps de montée et celui de la décrue.

On utilise la méthode analytique de Sokolovsky qui assimile l'Hydro-gramme de crue à deux équations paraboliques,

- ✓ L'une pour la montée de crue :

$$Qt = Qmax\ (t / tm)^m \qquad (II.3)$$

- ✓ Et la seconde pour la décrue :

$$Qt = Qmax\ (td - t / td)^n \qquad (II.4)$$

Avec

Qt : débit instantané au temps t

Tm : temps de montée de crue (égal au temps de concentration)

Td : temps de la décrue, td = c * tm.

c **:** c'est lecoefficient fonction de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et du taux de boisement du bassin.

Tm (temps de montée de la crue en heures)

Td (temps de la décrue en heures)

Tableau III.7. Hydro-gramme de crue de différentes périodes de retour sous bassin oued Mellah

T(h)	Q10ans	Q20ans	Q50ans	Q100ans
0	0	0.000	0.000	0.000
1	0.41	0.600	0.990	1.260
2	1.64	2.390	3.960	5.050
3	3.69	5.370	8.900	11.360
4	6.56	9.550	15.830	20.190
5	10.25	14.920	24.730	31.540
5.6	12.86	18.720	31.020	39.570
6	10.698	15.572	25.804	32.916
7	8.792	12.799	21.208	27.053
8	7.128	10.376	17.193	21.932
9	5.688	8.280	13.720	17.501
10	4.456	6.487	10.749	13.711
11	3.417	4.973	8.241	10.513
12	2.553	3.716	6.157	7.854
13	1.848	2.690	4.458	5.687
14	1.287	1.874	3.105	3.960
15	0.853	1.241	2.057	2.624
16	0.529	0.770	1.276	1.628
17	0.300	0.437	0.723	0.923
18	0.149	0.217	0.359	0.458
19	0.060	0.087	0.144	0.183

20	0.016	0.023	0.038	0.049
21	0.001	0.002	0.003	0.004
22	0.001	0.002	0.003	0.000
22.4	0.000	0.000	0.000	0.000

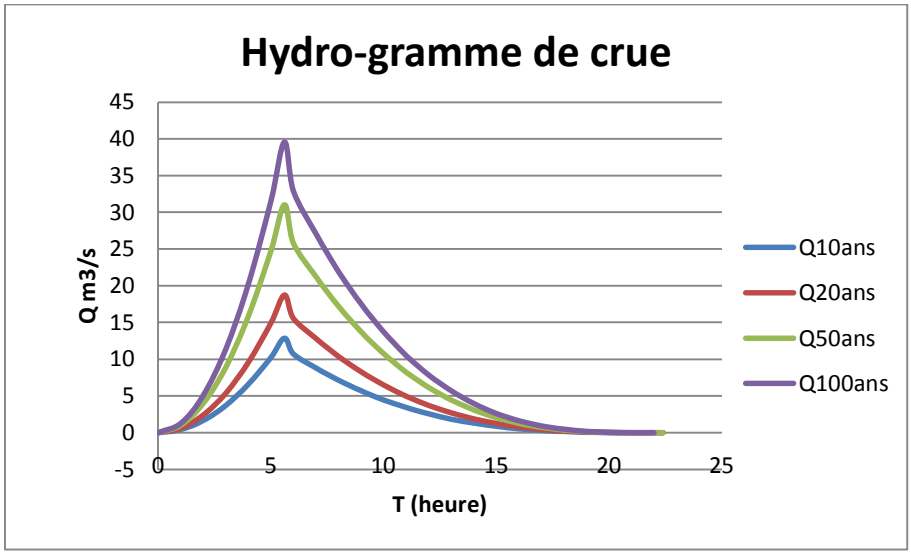


Figure III.3.Hydro-gramme de crue de différentes périodes de retour sous bassin oued Mellah

Conclusion :

L'Hydro-gramme des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la ville de Djelfa qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique pour la protection de cette ville contre les risques des inondations.

Chapitre IV

Modélisation hydrodynamique

Chapitre IV : Modélisation hydrodynamique

Introduction :

L'étude hydraulique a été une partie importante du projet. Comme son nom l'indique nous y avons étudié les débits et les hauteurs d'eau dans la rivière lors du passage de crues. Nous avons principalement utilisé le logiciel HEC-RAS, même si nous avons également utilisé les systèmes d'information géographique.

IV.1. Définition du logiciel HEC-RAS : [9]

HEC-RAS est logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le corps des ingénieurs de l'armée Américaine. Qui comporte maintenant une interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrée de même d'observer les résultats obtenus**.** Il permet aussi 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.

Nous nous intéressons dans ce travail au code HEC-RAS c'est une abréviation de «Hydrologic Engineering Center's River Analysis System ». C'est un code 1D permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de l'énergie unidimensionnelle », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement.

IV.1.1. Description du modèle :

Dans le cadre du modèle hydraulique nous avons utilisé le logiciel HEC-RAS. Ce logiciel permet de modéliser les débits et les hauteurs d'eau dans une rivière. La première étape consiste à modéliser la rivière. Le modèle de la rivière nous a été fourni par les enseignants. Ce modèle se constitue 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. Le Lez comporte de nombreux seuils sur la partie que nous étudions et ces seuils sont également modélisés.

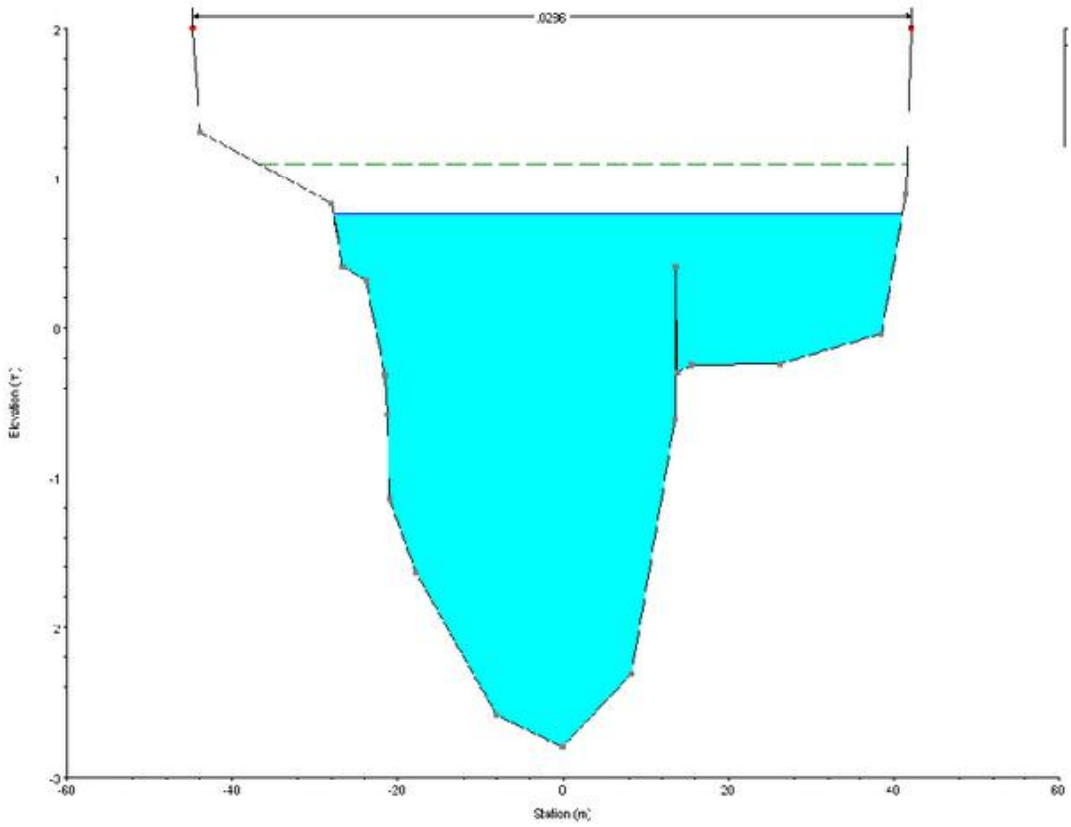


Figure IV.1 exemple de section avec une hauteur d'eau.

Le logiciel HEC-RAS permet de modifier énormément d'options pour pouvoir obtenir un modèle correct. On peut notamment modifier le coefficient de Strickler de chaque section, créer des ouvrages hydrauliques (seuils...), choisir diverses conditions limites avales ou conditions initiales, simuler à partir d'un hydro-gramme de crue, ajouter des déversoirs, simuler des écoulements permanents ou non-permanents etc. Nous verrons plus en détails ces options lorsque nous expliqueront ce que nous avons fait dans chaque partie.

Cela nous mène donc à la seconde étape, une fois que la rivière est modélisée, on modélise un type d'écoulement: il peut être stationnaire ou non-stationnaire. La simulation d'un écoulement stationnaire permet de se donner une première idée des hauteurs d'eau et des débits dans la rivière pour un certain débit amont. La simulation d'un écoulement instationnaire est celle que nous avons le plus utilisé puisque nous avons simulé des crues qui sont par définitions des phénomènes instationnaires. La méthode que nous avons principalement utilisée est l'utilisation d'un hydro-gramme de crue à l'amont. Ensuite pour caler le modèle nous avons étudié les hauteurs d'eau sur deux sections à l'amont car il y a une station de mesure des hauteurs d'eau et à l'aval pour la même raison ce qui permet de comparer les résultats.

IV.2. Rappel des bases théoriques relatives à l'hydraulique des écoulements à surface libre : [9]

IV.2.1. Formules de perte de charge par frottement :

IV.2.1.1. Ecoulement turbulent :

Depuis Chézy (1775), les ingénieurs ont cherché à établir une formule pratique qui donnerait la relation entre la perte de charge (qui représente le frottement), le débit et les autres éléments intervenant dans le mouvement de l'eau qui fut longtemps le seul intéressant l'ingénieur. C'est le succès de la similitude qui a permet d'établir la forme générale de la loi de frottement à travers le coefficient de perte de charge λ . Ainsi, pour un fluide quelconque dans un ouvrage quelconque (canalisation en charge, écoulement à surface libre), la pente de frottement J_f s'écrit :

$$j_f = \frac{\lambda . U^2}{D_H . 2g} \qquad \text{(IV 1)}$$

D_H : est le diamètre hydraulique, dimension linéaire caractéristique d'une section transversale de l'ouvrage considéré (diamètre d'une canalisation, diamètre hydraulique de la section mouillée d'un écoulement à surface libre, etc.).

g **:** est l'accélération de la pesanteur. U représente la vitesse moyenne débitante dans la dite section transversale. Λ est le coefficient adimensionnel de perte de charge (dans la littérature on introduit aussi le coefficient de frottement désigné par la lettre f ou par $C_f = \Lambda / 4$) qui est fonction du nombre de Reynolds de l'écoulement Re, et de ε / D_H, la rugosité relative des parois de l'ouvrage (ε est la hauteur équivalente des rugosités des parois), soit :

$$\Lambda = \mathrm{f}\left(R_e, \frac{\varepsilon}{D_H}\right) \qquad \text{(IV 2)}$$

Dans le cas d'un écoulement à surface libre, la pente du canal I est l'homologue de J, et on peut s'attendre à un effet de pesanteur supplémentaire comme le nombre de Froude et l'effet de la tension superficielle. On définit souvent dans ce cas le diamètre hydraulique, comme suit :

$$D_H = \frac{2\,S}{p} \; et \; R_H = \frac{D_H}{2} \qquad \text{(IV 3)}$$

Le point de distinction entre toutes les formules empiriques, semi-empiriques ou analytiques proposées dans la littérature porte sur l'expression du coefficient de résistance Λ.

Comme signalé plus haut, la première formule empirique a été obtenue par Chézy Correspondant à $\Lambda = C^2 / 8g$ où **C**: est une constante appelée coefficient de Chézy. C'est depuis les expériences de Coulomb, en 1800, qu'on a su que la rugosité de la paroi a également une influence. A la suite, plusieurs autres formules différentes (établies dans les canaux ou dans les conduites en charge) ont été proposées. On peut citer par exemple les formules de Prony, Tadini, Ganguillet&Kutter, Darcy, Bazin, Blasius ($\Lambda = 0.316Re^{0.25}$), Manning correspondant à ($C = Re^{1/6} / n$) où n est le coefficient de Manning, Strickler correspondant à n = 1/ k où k est le coefficient de Strickler. Ces formules empiriques ont été établies d'après les résultats d'expériences réalisées avec de grands débits d'eau sur de grosses canalisations, mais dans un domaine assez limité. Elles ont été parfois employées, par la suite, dans tous les cas possibles, avec des extrapolations que ceux qui les utilisent ne soupçonnent même pas. Dans le cas des écoulements dans les conduites en régime établi, le problème a été allégé par Reynolds, en 1883, qui fut le premier à définir le nombre adimensionnel Re portant son nom par la suite :

$$R_e = \frac{\rho\, U\, D_H}{\mu} \qquad \text{(IV 4)}$$

On retient donc que la formule la plus simple et la plus utilisée par les hydrauliciens pour évaluer la pente de frottement d'un écoulement turbulent est celle de la formule de Manning-Strickler, utilisée également dans le programme HEC-RAS. Elle s'exprime sous la forme:

$$\Lambda = \frac{R_e^{1/3}}{8gn^2} \qquad \text{(IV 5)}$$

Où

n : est le coefficient de Manning, c'est un coefficient caractéristique de la nature des parois.

La formule de Strickler correspondant à $n = 1/K$ où K est le coefficient de Strickler.

Tableau IV.1: Valeurs estimées pour le coefficient de Manning en fonction de la nature des parois.

Nature des parois	**n (Manning)** (s / $m^{1/3}$)	**K (Strickler)** (($m^{1/3}$/ s)
Béton lisse	0.011 à 0.013	77 à 91
Béton brut	0.013 à 0.016	62 à 77
Canal en terre, no enherbé	0.017	60
Canal en terre, enherbé	0.02	50
Rivière laine,large,végetation peu dense	0.033	33
Rivière à berges étroites très végétalisées	0.067 à 0.1	10 à 15

Lit majeur en prairie	0.033 à 0.05	20 à 30
Lit majeur en vigne ou taillis	0.067 à 0.1	10 à 15
Lit majeur urbanisé	0.067 à 0.1	10 à 15
Lit majeur en forêt	>0.1	<10

Ainsi, d'autres méthodes ont été proposées tenteront de pallier ces insuffisances, chacune étant rattachée à un concept ou une hypothèse particulière reliant les débits, les vitesses, les forces de frottement, les contraintes au fond, entre sous-sections et section totale. La plus part de ces méthode se basent sur le calcul d'une rugosité de Manning composite, n_c, telle que :

$$n_c = \sum w_i n_i \qquad \text{(IV.6)}$$

les w_i étant des fonctions de pondération des rugosités par sous-section, n_i , reliées aux paramètres géométriques et hydrauliques, et différant selon les auteurs.

Dans le code HEC-RAS, la section totale est divisée en sous-sections homogènes en termes de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_i est calculé selon la Divided Channel Method.

(DCM) à l'aide de la formule de Manning-Strickler, soit :

$$Q_i = D_i \sqrt{J_f} D_i = \frac{1}{n_i} S_i R_{Hi}^{1/3} \qquad \text{(IV.5)}$$

Où D_i est la débitance de la sous-section homogène i (notée K dans le programme HEC-RAS)

On considère alors que la débitance d'un écoulement élémentaire n'est pas affectée par la présence des lits adjacents, donc que la perte de charge par lit est égale à la pente de frottement sur le fond. On admet par ailleurs que les pentes de frottements par lits sont égales entre elles, ce qui conduit à :

$$J_i^{1/3} = \frac{Q_1}{D_A} = \frac{Q_2}{D_2} = \cdots = \frac{Q_n}{D_n} = \frac{\sum_i Q_i}{\sum_i D_i} = \frac{Q}{D} \qquad \text{(IV.8)}$$

Où Q et D sont respectivement le débit total et la débitance totale.

Il résulte

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(P_i n_i^{1/5} \right)}{P} \right]^{2/3} \qquad \text{(IV.9)}$$

Où

N : est le nombre total des sous sections (par défaut N= 3 dans le programme)

I : est le numéro de la sous-section

n_i : est le coefficient de Manning pour la sous-section i

Pi : est le périmètre mouillé pour la sous-section i

Dans le calcul des périmètres mouillés, seuls les contacts terre-eau sont à considérer.

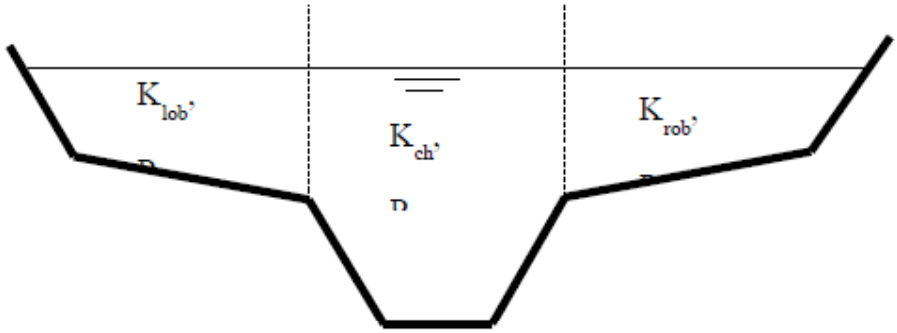


Figure IV.2 : Calcul de la rugosité sous HEC-RAS dans le cas d'un lit composé.

IV.2.1.2. écoulement laminaire:

Quelle que soit la forme de la section, l'expression de Λ est la suivante :

$$\Lambda = \frac{64}{R_e\, U\ (forme\ de\ S)} \frac{1}{} \tag{IV.10}$$

Dans la littérature cette expression est généralement écrite comme suit

$$\Lambda = \frac{\alpha}{R_e} \tag{IV.11}$$

A partir des résultats présentés dans la littérature pour les écoulements dans les conduites diverses, un certain nombre de valeur de a sont répertoriées dans le tableau IV.2.

Remarque : Pour une section rectangulaire de largeur finie b et d'épaisseur 2e, la forme de la section est représentée par le rapport $\hat{x}$ tel que $\hat{x} = b/(2e)$. Dans ce cas, l'expression de a est déduite :

$$\alpha = \frac{512}{\left(1+\frac{1}{\hat{x}}\right)^2 f(\hat{x})} \tag{IV.12}$$

Où $f(\hat{x})$ est une fonction dont les valeurs sont données par l'auteur sous forme d'un tableau ou en forme de série :

$$\alpha = \frac{96}{\left(1+\frac{1}{\hat{x}}\right)^2 1-\frac{1921}{\pi^5 \hat{x}}\sum_{p=0}^{\infty}\frac{1}{(2p+1)^5}\tanh\left(\frac{2p+1}{2}\pi\hat{x}\right)} \tag{IV.13}$$

Il est possible de vérifier que a = 96 pour $\hat{x} \to \infty$ (section plane) et que $\alpha \approx 56.91$ pour

$\hat{x}$ = 1 (section carrée). Notons également qu'une section rectangulaire devient, à 5% près, similaire à une section plane lorsque $\hat{x}$> 13.3.

Par simplification, on considère souvent que la largeur du canal est assez importante pour que la répartition de la vitesse dans l'axe central du canal soit parabolique, i.e

$$u = \frac{\rho g}{\mu} J_f \left[hy - \frac{1}{2} y^2 \right] \quad \text{(IV.14)}$$

On vérifie ainsi que le paramètre de forme β , qui sera définit dans la suite, égal à 1.2, et que

$$J_f = \frac{3\mu}{\rho\, g} \frac{U}{h^2} \quad \text{(IV.15)}$$

IV.3. Simplification du modèle d'écoulement de Navier-Stokes : [9]

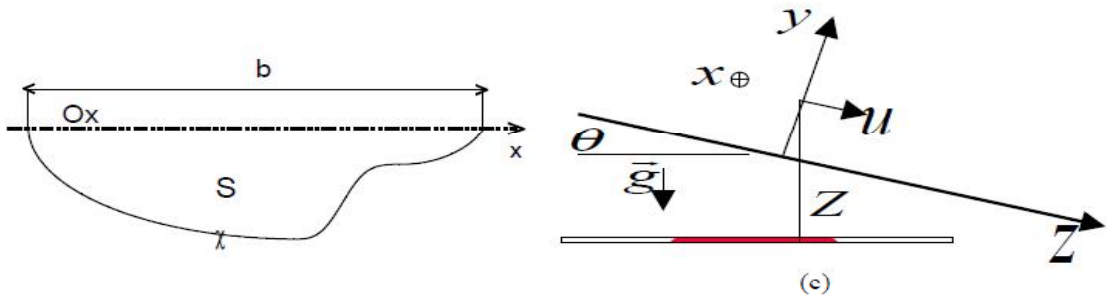
Nous nous intéressons au cas d'un fluide de comportement Newtonien. Nous supposons que les particules fluides sont animées d'un mouvement de vitesse $\vec{u}$ relative à un repère Galiléen suivant la direction x. La composante de vitesse le long de cet axe est noté *u*. Les autres composantes sont *v* le long de l'axe *y* et *w* le long de l'axe *z* (Figure IV. 2). Les équations de base sont celles de la mécanique des fluides : équations de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie sous forme locale. Nous supposons pour commencer que l'écoulement est laminaire, isotherme et isochore. Le frottement interne peut être alors représenté par le troisième principe de Newton où la viscosité est le seul paramètre rhéologique. Ainsi, les équations du mouvement se réduisent aux équations de Navier-Stokes

$$\rho\, \vec{u} = \rho\, \vec{g} - g\vec{r}ad\, P + 2\mu\, \overrightarrow{div}\boldsymbol{D} \quad \text{(IV.16)}$$

Et l'équation de continuité

$$div\vec{u} \quad \text{(IV.17)}$$

Où ρ est la masse volumique, μ la viscosité, $\vec{g}$est l'accélération gravitationnelle, p est lapression et D est le tenseur du taux de déformation.



1

Figure IV.3. Système de cordonnées utilisé.

L'espace de l'écoulement est supposé être beaucoup plus large qu'il est épais. Il est raisonnable de réduire dans ce cas l'ensemble de ces équations aux deux composantes dans la direction x et dans la direction y. Ces équations sont la formulation complète dans le cas de l'écoulement bidimensionnel dans le plan (x, y), il résulte :

$$\rho\left(u_{,t} + \ uu_{,x} + vu_{,y}\right) = \ -P_{,x} + \ \rho\ gsin(\alpha) + \mu(u_{,xx} + \ u_{,yy}) \tag{IV.18}$$

$$\rho\left(v_{,t} + \ uv_{,x} + vv_{,y}\right) = \ -P_{,y} + \ \rho\ gcos(\alpha) + \mu(v_{,xx} + \ v_{,yy}) \tag{IV.19}$$

$$u_{,x} + v_{,y} = 0 \tag{IV.20}$$

Où a est la pente du canal (Figure IV.2).

Deux dimensions caractéristiques de l'écoulement peuvent être considérées, L_0dans la direction de la longueur, et h qui représente l'épaisseur. Un ensemble de variables adimensionnelles normalisées sont choisies (leur ordre de grandeur est 1). Des lettres capitales indiquent les variables normalisées. Pour les coordonnées d'espace et de temps, elles sont choisies, comme suit

$$(X, Y, T) = \left(\frac{x}{L_0}, \frac{y}{\varepsilon L_0}, \frac{U_0}{L_0}t\right) \tag{IV.21}$$

Où la référence U_0et le paramètre ε sont introduits. Ce paramètre ε est le rapport h / L_0.

Les deux composantes réduites de vitesse (U et V) sont :

$$(U, V) = \left(\frac{u}{U_0}, \frac{v}{\varepsilon U_0}\right) \tag{IV.22}$$

La composante v est normalisé par l'intermédiaire de l'équation de continuité.

En supposant que la pression hydrostatique donne la norme pour la pression, il vient :

$$P = \frac{P}{\rho g \varepsilon L} \tag{IV.23}$$

Ainsi, en introduisant ces variables adimensionnelles, les équations du mouvement deviennent :

$$U_{,T} + \ UU_{,X} + VU_{,Y} = 1 - \frac{1}{\varepsilon Fr^2}\left(\varepsilon\ P_{,X} - \sin(\alpha)\right) + \frac{1}{Re}\left(\varepsilon^{\,2}U_{,XX} + U_{,YY}\right) \tag{IV.24}$$

$$\varepsilon^{\,2}\left(V_{,T} + \ UV_{,X} + VV_{,Y}\right) = -\frac{1}{Fr^2}\left(P_{,Y} + \cos(\alpha)\right) + \frac{\varepsilon^{\,2}}{Re}\left(\varepsilon^{\,2}V_{,XX} + V_{,YY}\right) \tag{IV.25}$$

Où Fr et Re sont respectivement, le nombre de Froude et le nombre de Reynolds :

$$Fr = \frac{U_0}{\sqrt{gh}}; Re = \frac{\rho U_0 h}{\mu}\frac{h}{L} \tag{IV.26}$$

Notons que l'équation de conservation de la masse ne fait apparaître aucun nombre adimensionnel.

En limitant maintenant ces expressions au cas spécifique où e est petit devant 1, il vient :

$$U_{,T} + \ UU_{,X} + VU_{,Y} = -\frac{1}{\varepsilon Fr^2}\left(\varepsilon\ P_{,X} - \sin(\alpha)\right) + \frac{1}{Re}\left(0(\varepsilon^{\,2}) + U_{,YY}\right) \tag{IV.27}$$

$$0(\varepsilon^{2}) = -\frac{1}{Fr^{2}}\left(P_{,Y} + \cos(\alpha)\right) + 0(\varepsilon^{2}) \quad \text{(IV.28)}$$

En associant ces deux équations, il apparaît que l'inertie, la pression, la gravité et le frottement visqueux ont les ordres de grandeur : 1, 1/ Fr^2, 1/ Fr^2, 1/ *Re*, respectivement. Si Re n'est pas petit, on obtient à l'ordre $0(\varepsilon^{2})$

$$\rho\left(u_{,t} + uu_{,x} + vu_{,y}\right) = -P_{,x} + \rho\, gsin(\alpha) + \mu u_{,yy} + 0(\varepsilon^{2}) \quad \text{(IV.29)}$$

$$P_{,y} = -\rho g\cos(\alpha) \quad \text{(IV.30)}$$

Négligeant la tension superficielle, l'équation 30 peut être alors intégrée le long de y, soit :

$$P = \rho g(h - y) + P_0 \quad \text{(IV.31)}$$

Où P_0est la pression atmosphérique. Il résulte que la répartition de la pression le long de *y* est hydrostatique. En utilisant l'équation (IV.31), l'équation (IV.29) peut être réécrite comme suit:

$$\rho\left(u_{,t} + uu_{,x} + vu_{,y}\right) = -\rho g\cos(\alpha)\, h_{,x} + \rho\, gsin(\alpha) + \mu u_{,yy} + 0(\varepsilon^{2}) \quad \text{(IV.32)}$$

Cette équation constitue la forme simplifiée des équations de Navier-Stokes dans l'approximation d'un domaine très long.

IV.4 Formulation 1D : Modèle de Saint-Venant : [9]

Il s'agit des mêmes équations de conservation que précédemment mais écrites pour des valeurs moyennes dans une section. Si on applique le principe de conservation de la masse à un domaine délimité par deux sections transversales, $S_x$et *x dx* $S_{x+\,dx}$, et en supposant que le système est fermé, i.e qu'il n'existe pas un débit entrant ou sortant de ce domaine, on obtient une formulation globale du principe de la conservation de la masse, soit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{(IV.33)}$$

Où *Q* = *SU* est le débit global traversant la section mouillée *S*, et U étant la vitesse moyenne. Pour une section rectangulaire de largeur *b*, *S* = *bh*. Il est avantageux dans ce cas d'introduire un débit par unité de largeur du canal ' *q* ', tel que *q* = *Q*/ *b*. Ainsi, l'équation (33) Se récrit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad \text{(IV.34)}$$

Ou bien :

$$h_{,t} + hU_{,x} + Uh_{,x} \quad \text{(IV.35)}$$

Avec

$$U = \frac{\int_0^h u dy}{h} \quad \text{(IV.36)}$$

La forme globale de l'équation dynamique peut être obtenue directement en intégrant l'Equation (IV.32) de $y = 0$ à $y = h(x,t)$. En utilisant la règle de Leibnitz pour la dérivation sous le signe intégral, il résulte :

$$U_{,t} + \beta U U_{,x} + (1-\beta)U h_{,t} + g\cos(\alpha)h_{,x} = -\frac{\tau_w}{\rho h} + g\sin(\alpha) + 0(\varepsilon^2) \qquad \text{(IV.37)}$$

Où b est un coefficient de forme qui tient compte de la répartition de vitesse le long de (Oy).

$$\beta = \frac{\int_0^h u^2 dy}{hU^2} \qquad \text{(IV.38)}$$

Ce coefficient dépend du nombre de Reynolds : ≈ 1.03 pour l'écoulement turbulent et ≈ 1.2 pour l'écoulement laminaire.

$\tau_w = \mu(u_{,y})_{y=0}$est la contrainte tangentielle à la paroi. Remarquons que le ralentissement visqueux du fluide par les parois est responsable des forces de frottement.τ_w

En posant la pente d'énergie J égale à $\tau_w / \rho g h$ et en négligeant le troisième terme du premier membre de l'équation (III.37) car $\beta \approx 1$, il vient :

$$U_{,t} + \beta U U_{,x} + g\cos(\alpha)h_{,x} = g(\sin(\alpha) - J) \qquad \text{(IV.39)}$$

Les équations (III.39) et (III.34) représentent la formulation 1D de Saint-Venant. Par simplification, les auteurs considèrent généralement $\beta = 1$.

D'autre part, si l'écoulement considéré est dans l'espace (x, y, z), autrement dit si la largeur du canal n'est pas très grande devant la hauteur de l'écoulement et si en plus la répartition de vitesse à la surface libre est quasi-uniforme, il résulte que l'équation (39) reste toujours valable. Il faut cependant remplacer les expressions de J, U, β par :

$$J = \frac{\overline{\tau_w}}{\rho g h}; U = \frac{\int_s u d\sigma}{S}; \beta = \frac{\int_s u^2 d\sigma}{SU^2} \text{ Avec } \overline{\tau_w} = \frac{\oint_x \tau_w dl}{x} \qquad \text{(IV.40)}$$

Où$\overline{\tau_w}$ est la moyenne de τ_w sur le périmètre mouillé x

En outre, l'équation de continuité (III.33) devrait être prise sous sa forme générale, i. e :

$$h_{,t} + \ US_{,x} + SU_{,x} = 0 \qquad \text{(IV.41)}$$

Déduite à partir de l'équation (IV.33) en remplaçant $Q = SU$

Avant de quitter ce paragraphe, insistons sur le fait que le modèle de Saint-Venant n'est qu'une approximation d'ordre 0 (ε^2) qui devrait être valable lorsque la profondeur de l'écoulement est petite devant sa longueur (hypothèse d'eau peu profonde)

IV.4.1. Equation différentielle du mouvement graduellement varié :

Considérons un canal cylindrique (on dit aussi prismatique en hydraulique) de pente θ. Dans le cas permanent, l'équation (IV.37) se simplifie, comme suit :

$$\beta U \frac{\partial U}{\partial Z} = g(\sin(\alpha) - \cos(\alpha)\, h_{,Z} - J) \quad \text{(IV.42)}$$

Pour l'équation dynamique qui exprime l'équilibre entre les forces de pesanteur, de frottement et d'inertie est :

$$\frac{\partial q}{\partial Z} = 0 \quad \text{(IV.43)}$$

Pour l'équation de continuité où $q = US$ est le débit, h est la profondeur et β étant le coefficient de forme qui tient compte de la non répartition uniforme de la vitesse (voir plus haut). z a l'origine l'extrémité amont du canal, compté positivement suivant la direction de l'écoulement.

Après manipulations, il résulte :

$$h_{,Z} = \frac{\sin(\alpha) - J}{\cos(\alpha) - \frac{\beta b q_v^2}{g S^3}} \quad \text{(IV.44)}$$

On retrouve bien le modèle classique des écoulements graduellement variées lorsque la pente du fond est faible sin $(\alpha) \approx \tan(\alpha) \approx I$ et cos $(\alpha) \approx 1$

En conservant la valeur du nombre de Froude égale à 1 pour définir la hauteur critique, il est possible de définir le nombre de Froude, comme suit :

$$Fr^2 = \frac{\beta b q^2}{g S^3 cos\ \alpha} \quad \text{(IV.45)}$$

Et l'équation (IV.44) devient :

$$h_{,Z} = \frac{\sin(\alpha) - J}{\cos(\alpha)(1 - Fr^2)} \quad \text{(IV.46)}$$

On peut également définir l'énergie de l'écoulement, de la manière suivante :

$$E = \cos(\alpha)\, h + \frac{1}{2}\frac{\beta U^2}{g} \quad \text{(IV.47)}$$

En fonction de *E*, l'équation (IV.44) devient :

$$h_{,Z} = \sin(\alpha) - J \quad \text{(IV.48)}$$

IV.4.2. Modèle utilisé par HEC-RAS :

Si l'on considère deux sections 1 et 2 de l'écoulement séparées d'un pas d'espaceΔ_x, E_1 et E_2 étant les énergies de l'écoulement à ces même points, il vient d'après l'équation (IV.48) ,

$$E_2 - E_1 = (\sin(\alpha) - J)\Delta x \quad \text{(IV.49)}$$

Qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans le programme HEC-RAS pour calculer les hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible (sin $(\alpha) \approx \tan(\alpha) \approx I$ et cos $(\alpha) \approx 1$).

Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la Standard Step Method : c'est une procédure itérative de résolution de l'équation (IV.49) et de l'équation donnant la pente d'énergie J. Cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement

f J et la perte par contraction ou expansion de la section, soit :

$$J = J_f + \frac{C}{\Delta x}\left|\beta_2 \frac{U_2^2}{2g} - \beta_1 \frac{U_1^2}{2g}\right| \quad \text{(IV.50)}$$

Comme dit précédemment, le programme devise la section mouillée en trois sous sections (Fig. IV.1). Le coefficient b sur la section totale est calculé de la manière suivante :

$$\beta = \frac{S_t^2}{D_t^3}\left[\frac{D_{lob}^3}{S_{lob}^2} + \frac{D_{ch}^3}{S_{ch}^2} + \frac{D_{rob}^3}{S_{rob}^2}\right] \quad \text{(IV.51)}$$

Dans le calcul, les coefficients β par sous-section étant supposés égaux à 1.

D'autre part, le pas d'espace Δxest calculé, comme suit :

$$\Delta x = \frac{\Delta x_{lob} Q_{lob} + \Delta x_{ch} Q_{ch} + \Delta x_{rob} Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad \text{(IV.52)}$$

Où lob, ch et rob désignent les lits gauche, mineur et droit, respectivement. Δxest noté L dans le programme, β est noté a, S est noté A et U est noté V.

Enfin, la pente de frottement entre les sections 1 et 2 (J_f) et est calculée par plusieurs méthodes, à défaut de préciser, on a :$Q_1 + Q_2$

$$J_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{D_1 + D_2}\right)^2 \quad \text{(IV.53)}$$

Le code HEC-RAS recommande d'utiliser les valeurs suivantes du coefficient de contraction:

- ✓ S'il n'y a pas de transition, C est nul
- ✓ Pour une transition graduelle, on a 0.1 pour le coefficient de contraction et 0.3 pour le coefficient d'expansion
- ✓ Au niveau d'un pont, on a 0.3 pour le coefficient de contraction et 0.5 pour le coefficient d'expansion
- ✓ Pour une brusque variation, on a 0.5 pour le coefficient de contraction et 0.8 pour le coefficient d'expansion

Ainsi, le débit Q et la géométrie étant les données du problème, la pente de frottement, le coefficient b et les pertes par contraction/expansion ne sont fonction que du tirant d'eau. On a donc affaire à une résolution 1D sur la section totale de la ligne d'eau, sans résolution explicite de la répartition de débit.

Remarque **:** A noter que la loi utilisée pour évaluer les pertes d'énergie par frottement est celle que tous les hydrauliciens utilisent exclusivement qui suppose que la contrainte moyenne à la paroi dans une section quelconque d'un écoulement graduellement varié est égale à la contrainte moyenne à la paroi de l'écoulement uniforme ayant les mêmes valeurs du débit et de la hauteur locale. Notons que cette manière d'évaluer *J* permet de retrouver les propriétés de l'écoulement uniforme loin d'obstacles.

IV.4.2.1. Hauteurs caractéristiques de l'écoulement :

IV.4.2.1.1. Hauteur normale :

Considérons un canal de pente et de débit constant. Lorsque le numérateur de l'équation (IV.44) s'annule, la surface libre et le fond ont la même pente. Donc la profondeur est constante et correspond à la hauteur normale (h_n). Le calcul de cette hauteur nécessite la résolution des équations du régime uniforme. Le procédé du calcul peut être numérique.

IV.4.2.1.2. Hauteur critique :

Considérons un canal de section quelconque et de pente α portant un débit constant. Lorsque le dénominateur de l'équation (IV.44) s'annule, la profondeur du fluide atteint une hauteur appelée hauteur critique "h_c". Le régime d'écoulement correspondant est appelé régime critique. En général, ce régime est instable (fluctuation de la surface libre). Une petite variation de l'énergie provoque des variations sensibles de profondeur de part et d'autre de hc.
Pour le calcul de hc, on annule le dénominateur de l'équation (IV.44), soit donc:

$$\cos(\alpha) - \frac{\beta b q_v^2}{g S^3} \qquad \text{(IV.54)}$$

Qui correspond à Fr = 1 et également à l'énergie minimale de l'écoulement 'E_{min}' où :

$$E_{\min} = \frac{3}{2} h_c \qquad \text{(IV.55)}$$

Dans une section rectangulaire, l'équation (IV.54) donne :

$$h_c = \left(\frac{\beta Q^2}{g \cos\alpha}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad \text{(IV.56)}$$

IV.4.2.1.3. Pente critique :

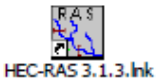
Considérant un canal de section rectangulaire et de pente variable portant un débit constant. On définit la pente critique " α_c" comme étant la pente pour laquelle la hauteur normale est égale à la hauteur critique (h_n= h_c) Pour calculer *c* a , on associe les équations du régime uniforme à l'équation du régime critique (l'équation (IV.54). Le procédé de calcul est numérique.

IV.4.2.2. Etude qualitative systématique et classification :

Les formes possibles des profils de la surface libre sont déduites à partir de l'équation (IV.44).

Son premier membre $h_{,z}$ est la pente de la surface libre rapportée au fond du canal (h est mesurée positivement vers le haut). Son second membre peut être discuté en relation avec la valeur respective des profondeurs normale et critique. On trouve donc un régime fluvial si toutes les hauteurs sont supérieures à la hauteur critique ou bien un régime torrentiel dans l'autre sens et enfin un régime critique dans le cas limite.

IV.5. Principe de fonctionnement de HEC-RAS et les principaux menus du logiciel : [9]

Pour démarrer HEC RAS, double-cliquez sur l'icône 

placé sur le bureau, ou bien allez dans le menu Démarrer et choisissez le programme HEC-RAS 3.1.3. Fait important à noter, HEC-RAS utilise comme symbole décimal le point, et non la virgule utilisée habituellement dans notre système d'unité. Un message d'erreur peut apparaître lors du démarrage si le symbole décimal spécifié pour votre ordinateur n'est pas le point. Vous pouvez changer ce symbole dans le Panneau de configuration de Windows.

Suite au démarrage de HEC-RAS vous devez obtenir la fenêtre principale de HEC-RAS qui illustrée à la figure ci-dessous.

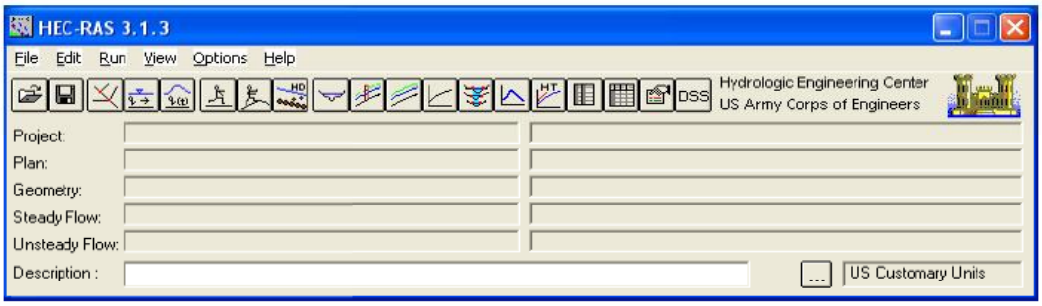


Figure IV.4.Fenêtre principale de HEC-RAS.

La barre de menu comprend toutes les fonctions disponibles de HEC-RAS. Le menu File permet d'ouvrir, de créer et de sauvegarder un projet (avec extension .prj). Les autres options permettent de modifier le titre du projet ou d'effacer tous les fichiers reliés à un projet. Utilisé cette dernière option avec précaution !

Outre le menu File, le menu Edit est également important et permet de spécifier les données de base décrivant le système hydrographique devant être modélisé ainsi que les conditions du débit dans ce système.

La principale étape de la création d'un projet de modélisation avec HEC-RAS est de définir la géométrie de notre cours d'eau, au moyen de sections transversales. Cette étape est réalisée en choisissant l'option Geometric Data…Toute les données reliées à la géométrie du

cours d'eau sont sauvegardées dans les fichiers dont l'extension est .G** où ** désigne les chiffres représentant une numérotation séquentielle.

Une autre option disponible dans le menu Edit est Steady Flow Data…Cette option permet de spécifier la ou les valeurs de débit dans le cours d'eau qui devront être modélisés, ainsi que les conditions limites de l'écoulement. Les informations qui sont spécifiées avec cette option sont contenues dans les fichiers .F**.

IV.5.1. Etapes de la modélisation :

IV.5.1.1.Projet :

Dans le menu File, choisir l'option New Projet pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée plus bas. La première étape est de choisir le dossier de travail où le projet sera sauvegardé.

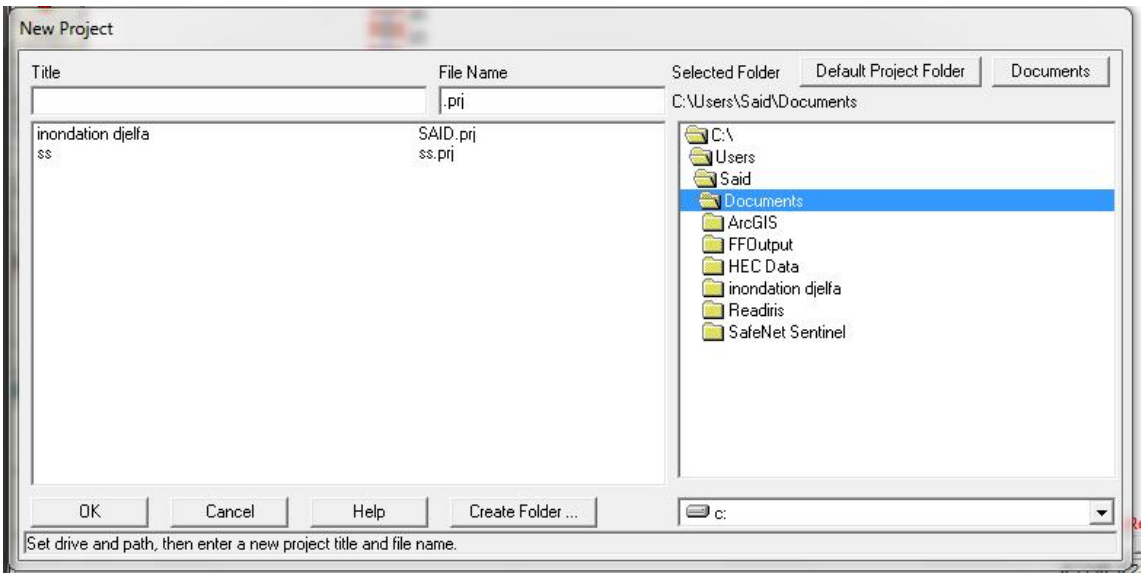


Figure IV.5.Fenêtre New Projet.

Un nouveau répertoire peut d'ailleurs être crée avec le bouton Create Directory. Le titre du projet sera par la suite spécifié dans la ligne haute et un nom de fichier doit aussi être indiqué dans la case suivante, tout en conservant l'extension .prj. Il ne faut pas utiliser les accents pour un nom de fichier. Après avoir appuyé sur OK, un message apparaît pour confirmer les informations soumises. Appuyez à nouveau sur OK et les données seront sauvegardées dans le fichier et le répertoire indiqué.

Avant d'entrer les informations reliées à la géométrie et aux débits, il faut spécifier le système d'unité utilisé. Dans le menu Option, allez à Units System et choisissez System International (Metric System).

IV.5.1.2.Géométrie des sections :

Après avoir défini les principaux paramètres du projet, la deuxième étape est de définir les caractéristiques géométriques du système modélisé. Sélectionnée Edit / Geometric Data… et la fenêtre Base Geometric Data apparaît.

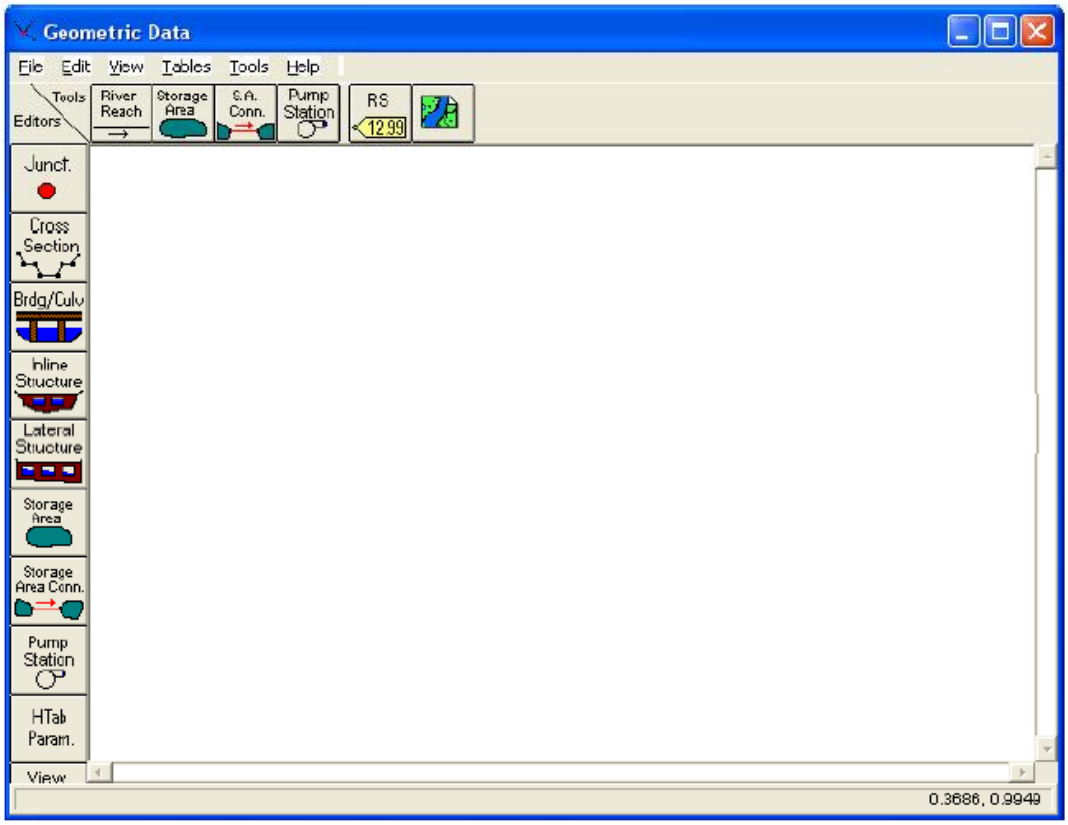


Figure IV.6.Fenêtre Geometric Data.

Pour vous aider à tracer le tronçon de rivière à l'étude, vous pouvez ajouter une image de fond à cette fenêtre. Appuyez sur le bouton Add /Edit background pictures…et appuyez sur

Add afin de sélectionner le fichier image. Après avoir appuyé sur Close, un message apparaît car la taille de l'image est plus grande que la taille de l'écran. Il est possible d'ajuster l'échelle en choisissant dans le menu View l'option Full Plot. Pour sauvegarder les étapes accomplies, allez à File / Save Geometric Data as… Sauvegardez les données de la géométrie sous un fichier. Pour représenter le tronçon à étudier, cliquez sur le bouton River Reach. Le curseur se transforme en crayon et vous et vous pouvez alors dessiner le tronçon de rivière à l'aide d'une suite de points qui vont de l'amont vers l'aval, en suivant le centre de la rivière sur l'image de référence. Vous double-cliquez pour indiquer la fin du tronçon. A ce moment, une fenêtre apparaît vous demandant d'indiquer le nom de la rivière et le nom du tronçon.

Les autres caractéristiques géométriques nécessaires à cette étape sont les sections transversales à différents endroit de la rivière. Les sections transversales sont représentées au moyen de points représentant des coordonnées X-Y, où X est la distance par rapport à un point de référence arbitraire placé sur la rive et Y est l'élévation du fond de la rivière.

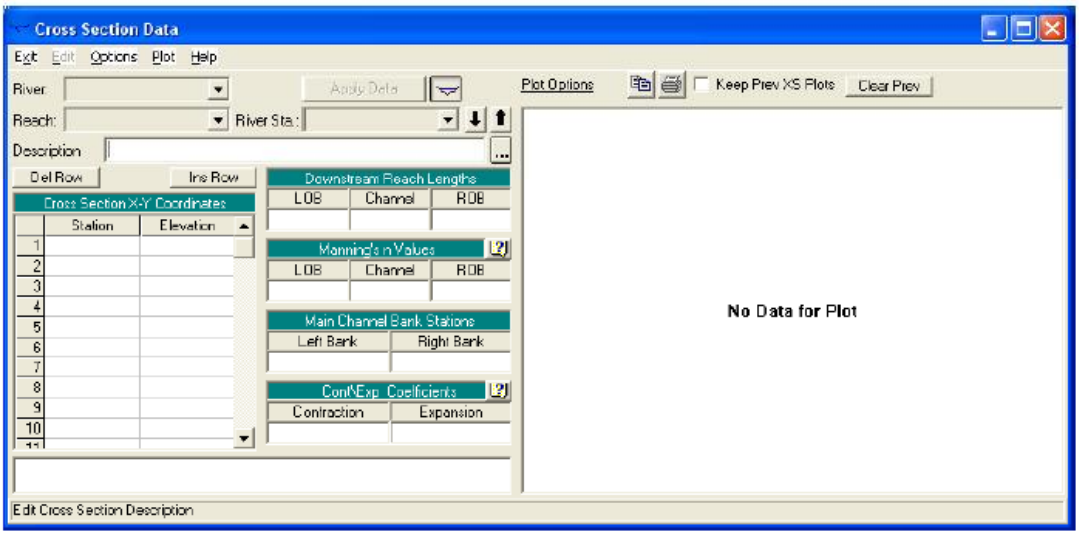


Figure IV.7.Fenêtre Cross Section Data.

Pour entrer les données, vous devez cliquer sur le bouton Cross-Section dans la partie gauche pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée ci-haut. Dans le menu Option, choisissez

Add a new Cross Section…Il vous est alors demandé de définir la station (River Station) de cette section transversale qui est en fait un identificateur numérique. HEC-RAS place sur un tronçon de rivière les stations en ordre décroissant de la partie amont ver la partie aval. La signification de chacun des termes que l'on y retrouve est décrite ci-dessous :

River : nom de la rivière sur laquelle la nouvelle section sera ajoutée ;

Reach : non du tronçon de la rivière sur laquelle la nouvelle section sera ajoutée ;

River station : Identification numérique de la section transversale ;

Description : Commentaire de l'utilisation sur cette section

Cross-section coordinates: Coordonnées relatives dans le plan X-Y des points définissant la section transversale ;

DownstreamReachLengths : Distance en mètres jusqu'à la prochaine section transversale située en aval. LOB signifie la partie gauche de la plaine inondable et ROB sa partie droite, alors que Channel désigne le lit principal de la rivière ;

Manning's values : Coefficient de Manning de chaque portion de la section transversale ;

Main channel bank stations : Coordonnées, dans le plan X seulement, des limites gauches et droite du lit principal de la rivière. Les valeurs fournies doivent correspondre à une valeur déjà présente dans la partie Cross-section coordinates.

Après avoir entré les données, cliquez sur Apply Data. Vous pouvez alors visualiser la section transversale que vous venez de définir dans la partie adjacente de la fenêtre. Les autres sections seront rentrées de la même manière.

Pour augmenter la stabilité des calculs de niveau par le modèle. Il est recommandé d'avoir une distance raisonnable entre deux sections transversales. En assumant que la pente et les propriétés des sections varient de façon linéaire entre deux sections consécutives, la fonction XS interpolation dans le menu Tools permet d'ajouter par interpolation de nouvelles sections entre deux sections existantes.

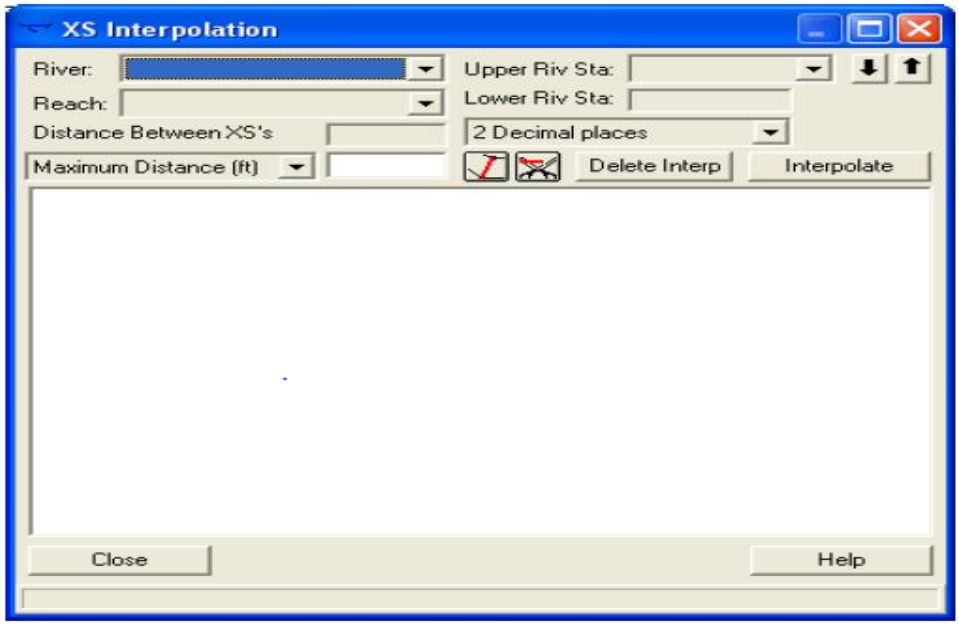


Figure IV.8.Fenêtre XS interpolation.

Pour terminer, vous pouvez vérifier les données spécifiées avec le menu Tables. Les mêmes paramètres pour toutes les sections y sont regroupés à l'intérieur d'un même tableau et peuvent y être modifiés. Avant de quitter la fenêtre Geometric Data, sauvegardez les informations que vous avez rentrées.

IV.5.2. Débit et conditions aux limites :

L'étape suivante de la modélisation hydraulique sur HEC-RAS est de spécifier les débits utilisés pour calculer les profils d'écoulement. Dans la fenêtre principale, cliquez sur le bouton Unsteady Flow Data. Pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée plus bas. Pour entrer les

valeurs des débits, indiquées d'abord Number of Profiles. Par la suite, dans le menu Options, allez à Edit Profil Names…et indiquée les noms de profils appropriés. Les valeurs de débit qui sont entrées aux cases correspondantes sont représentatives de la section amont et sont considérés valides sur tout le tronçon de rivière. HEC-RAS permet toutefois de représenter des changements de débits aux sections transversales, lorsqu'un affluent important entraîne un changement de débit dans le tronçon.

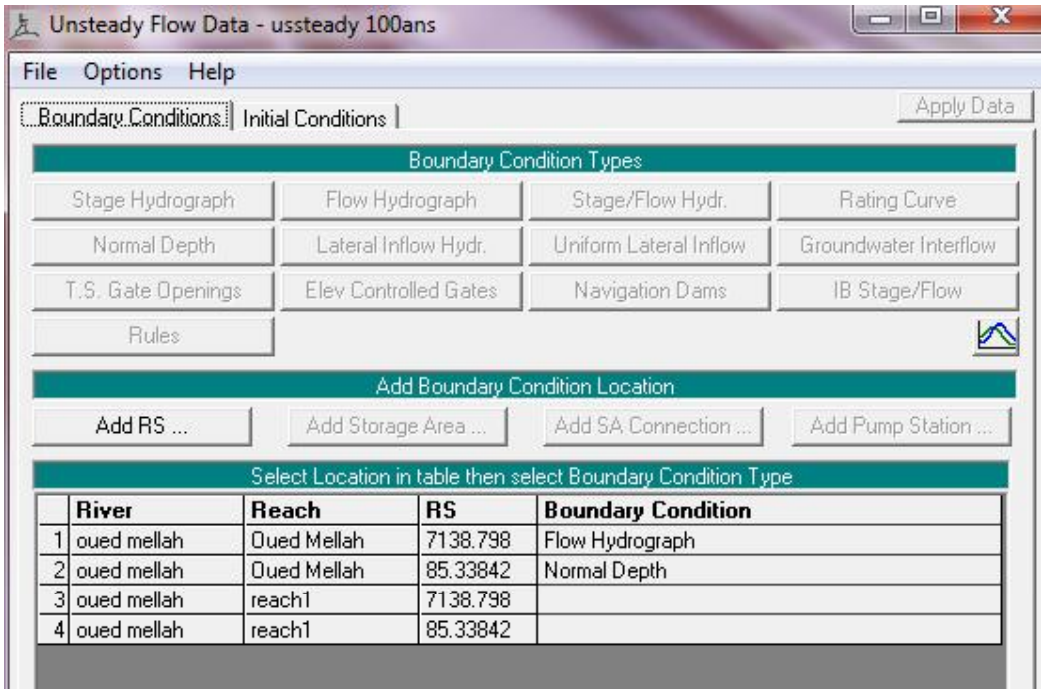


Figure IV.9.Fenêtre Unssteady Flow Data

Lorsque les débits correspondants aux différents profils devant être calculés sont spécifiés, il faut par la suite définir les conditions limites de l'écoulement en cliquant sur le bouton Reach Bondary Conditions. Les conditions limites sont nécessaires pour calculer la hauteur d'eau initiale aux extrémités de chaque tronçon. Pour un écoulement fluvial, seulement les conditions à l'aval sont nécessaires, tandis que pour un écoulement torrentiel, les conditions à l'amont seulement sont nécessaires. Selon le régime d'écoulement modélisé, une seule des deux conditions limites peut être indiquée. On a le choix entre trois conditions aux limites :

Hauteur critique, hauteur normale et hauteur connue. Avant de passer à l'étape suivante, sauvegardez ces données avec File / Save Flow Data as…Entrez le titre et quittez cette fenêtre pour revenir au menu principal de HEC-RAS.

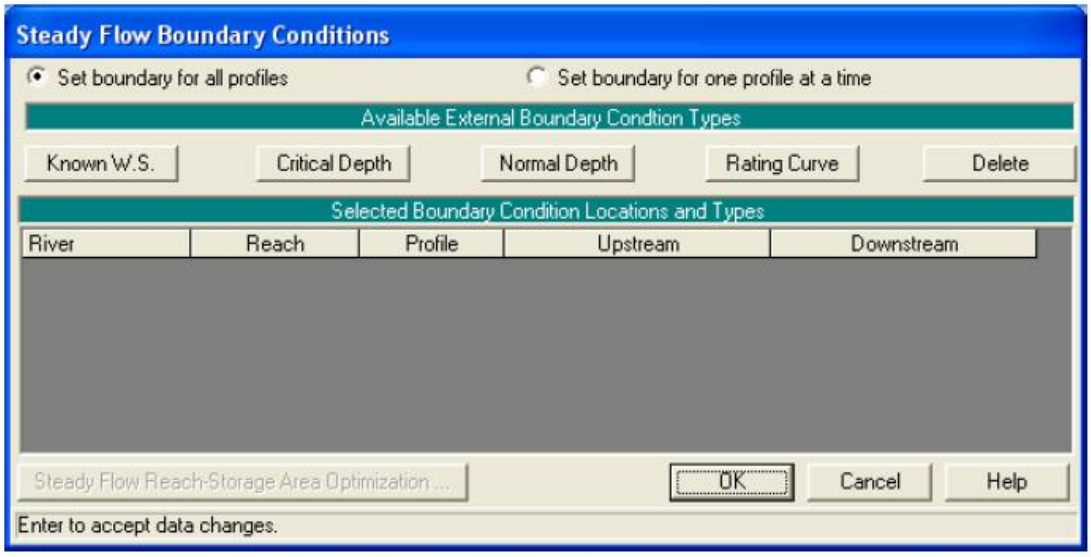


Figure IV.10.Fenêtre Reach Boundary Conditions.

IV.5.3.Simulation hydraulique :

La dernière étape nécessaire à la modélisation avec HEC-RAS est de définir le plan utilisé.

Cliquez sur le bouton Perform à Steady Flow Simulation pour obtenir la fenêtre présentée plus bas. Le Geometry File et Steady Flow File que vous avez créés y sont indiqués. Dans le menu File, choisissez New Plan. Lorsque requis, entrez le titre et l'identificateur indiqué sur la figure ci-dessous.

Choisissez le régime d'écoulement et appuyez sur Compute pour débuter la simulation. Une fenêtre montrant la progression de la simulation s'ouvrira et les calculs s'effectueront.

Lorsque le programme a terminé, vous pouvez fermer la fenêtre Hydraulic Computation, ainsi que la fenêtre Steady Flow Analysis.

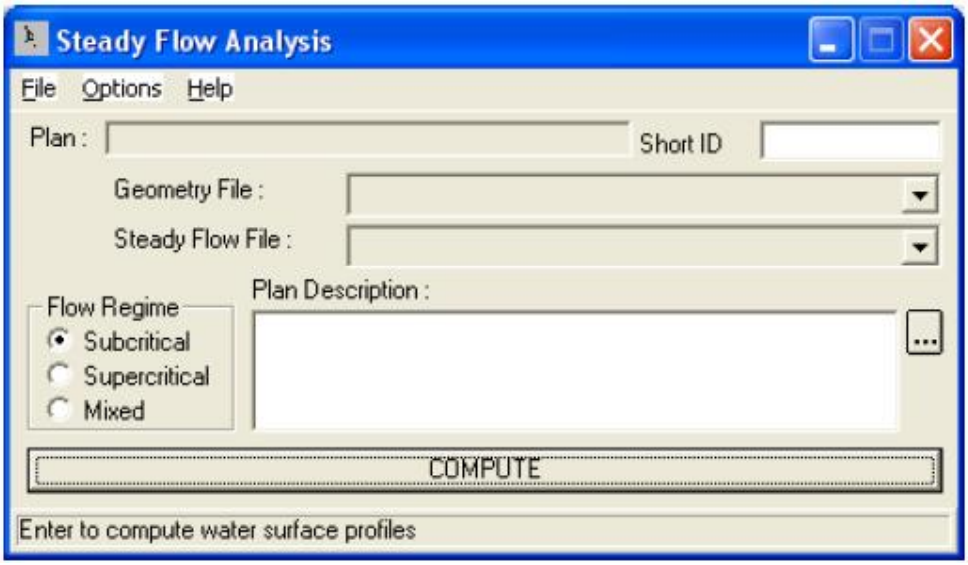


Figure IV.11.Fenêtre Steady Flow Analysis.

IV.5.4. Visualisation des résultats :

A la suite de la simulation les résultats sont automatiquement sauvegardés dans un fichier. Un des résultats intéressant à consulter est la vue en profil du tronçon simulé. Cette fonction, View Profiles, est située dans la barre de boutons. Allez également dans le menu Option de cette fenêtre. Vous y trouverez les options d'affichage, telles que Zoom et Pan. Il y a aussi d'autres options qui permettent d'afficher les résultats d'un ou plusieurs plans, d'ajouter ou supprimer l'affichage de certains profiles, de changer le tronçon dont les résultats sont actuellement affichés. Ce menu Options est d'ailleurs similaire pour différentes fenêtre graphiques permettant de visualiser les résultats.

Une autre option graphique intéressante est accessible via le bouton View 3D multiple cross section plot…. Les sections transversales de début et de fin peuvent être modifiées pour afficher qu'une partie du tronçon à l'étude. Rotation et Azimuth permettent quant à eux de modifier l'angle de vue. Pour ne voir qu'une seule section.

Deux autres boutons, View Detailed Output at XS… et View Output at Multiple…, permettent de voir les résultants sous forme tabulaire.

Finalement, comme on peut voir dans le tableau des résultats des sections transversales, il y a plusieurs variables qui sont calculées par HEC-RAS en plus des niveaux d'eau. Dans certains cas, on s'intéressera aux vitesses afin de quantifier par exemple les possibilités d'érosion.

Conclusion :

Nous avons étudié la partie hydrodynamique par modélisation on a fait dans ce partie aussi la description du code HEC-RAS qui calcule les écoulements unidimensionnels (1D) non permanent dans les cours d'eau naturels, et son principe de travail et on a défini les équations hydrauliques à surface libre qui sont utilisées par ce code.

CHAPITRE V :

Simulation par HEC-RAS et le SIG

Chapitre V : simulation par HEC-RAS et le SIG

Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'application du logiciel HEC-RAS pour la simulation du niveau d'eau dans l'oued après la crue et la délimitation de la zone inondable.
A l'aide des systèmes d'information géographique et en utilisent aussi le HECgeo-RAS qui est le lien qui attache entre le SIG et le HEC-RAS.

V.1 Informations digitales et modèles numériques : [10]

La demande de données spatiales s'est accrue ces dernières années car on sait désormais qu'il est essentiel de connaitre la distribution spatiale de la réponse hydrologique pour bien comprendre les processus sous-jacents de la génération de l'écoulement. De plus, la représentation et la connaissance du terrain est essentielle pour comprendre les processus d'écoulement, d'érosion, de sédimentation, de salinisation et de pollution via des cartes de risque.

Aujourd'hui, le développement de techniques d'acquisition et de mise à disposition d'informations digitales a rendu possible la représentation à la fois de la topographie du milieu par le biais de modèles numériques d'altitude (MNA) et de terrain (MNT) ainsi que la représentation de l'occupation des sols par le biais de photographies aériennes ou de données satellitaires. Ces informations servant de plus à la description des caractéristiques physiques des bassins versants et à la cartographie numérique de leur couverture.

Un modèle MNT est établi à partir de la digitalisation des courbes de niveaux des feuilles topographiques à l'échelle 1/25000, 1/50000 réseau. Ces données sont numérisées et traitées par le SIG.

V.2 Définition d'un Système d'Information Géographique (SIG) : [10]

« Un SIG est un ensemble organisé de matériels informatiques, de logiciels, de données géographiques et de personnel capable de saisir, stocker, mettre à jour, manipuler, analyser et présenter toutes formes d'informations géographiquement référencées. ». Il intègre toutes les fonctionnalités d'un système de gestion de bases de données (analyses statistiques, requêtes…) et s'applique dans un environnement géoréférencé, pour la visualisation (sous la forme d'image assimilée le plus souvent à une carte) et l'analyse. Distingue quatre fonctionnalités de base d'un SIG : (i) Saisir des données (numérisation) ; (ii) Stocker des données (base de données graphique

et tabulaire) ; (iii) Analyser des données (requêtes, modélisations, simulations) ; (iv) “ Sortir ” des données (cartes, tableaux, graphiques, exportation et transferts de fichiers).

V.3 Les données nécessaires à la simulation :

V.3 .1 Coefficient de Manning-Strickler :

Le coefficient de Manning-Strickler doit tenir compte de l'occupation du fond de la vallée au niveau de la section (végétation, habitat, routes, fossés ...). La hauteur de végétation s'apprécie par rapport à la hauteur maximale de l'eau (voir Tableau IV.1). Dans notre cas, il est estimé à 0.033.

V.3.2 L’hydro-gramme de crue :

L’étude de l’hydro-gramme de crue est nécessaire dans la mesure où elle sert d’outil de base. Après de saisi les débits on peut voir l’affichage d’hydro-gramme de crue sur l’HEC-RAS.

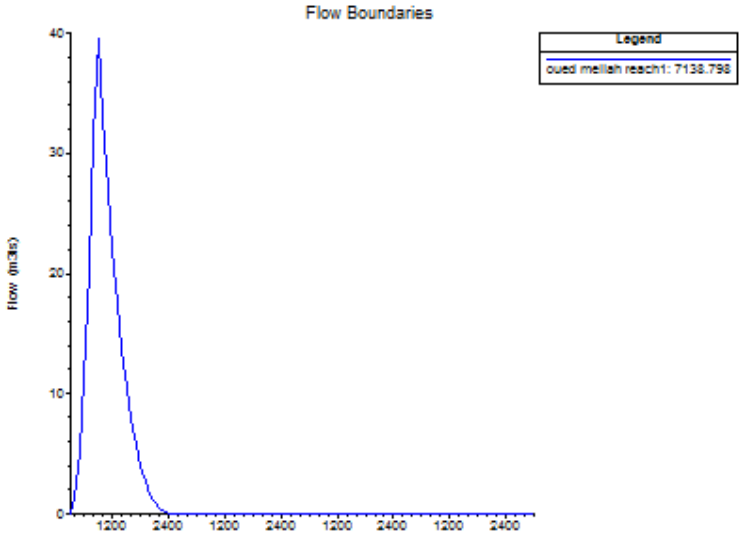


Figure V.1. Hydro-gramme de crue.

V.3.3. La géométrie de l’oued :

A l’aide de l’HEC-geoRAS on exporte la géométrie de ce oued d’après le SIG sous forme un TIN (un TIN est une méthode pour composer un MNT) ; en fait un TIN est une méthode de triangulation irrégulière par rapport à des points d'altitudes connus qui sont reliés entre eux par des droites d'interpolation linéaires entre trois points connus ce qui généré des triangles orientés suivant l'altitudes de ces points vers le HEC-RAS .

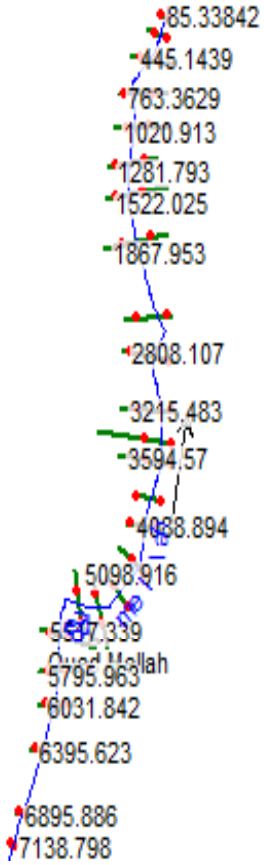


Figure V.2. La géométrie de oued Mellah.

V.3.3.1. Les sections de l'oued :

La vallée est devisée en 25 sections en suivant l'axe de l'oued. Les données relatives aux sections sont données dans le tableau IV.

Tableau V.1.les donnée relatives aux sections.

Section	Distance(m)	Elevation(m)
1	82.57	1180.97
2	141.32	1175.08
3	202.16	1171.57
4	350.17	1168.32
5	414.35	1167.17
6	533.83	1167.00
7	614.11	1164.42
8	501.80	1163.52
9	349.40	1162.02
10	347.87	1159.01
11	293.03	1158.30
12	263.23	1157.56
13	530.69	1155.74

14	716.54	1155.75
15	503.21	1154.47
16	478.98	1151.64
17	449.05	1151.22
18	614.24	1146.84
19	592.67	1140.87
20	479.02	1140.44
21	500.29	1140.29
22	463.02	1139.86
23	393.90	1139.90
24	225.51	1139.89
25	136.72	1140.69

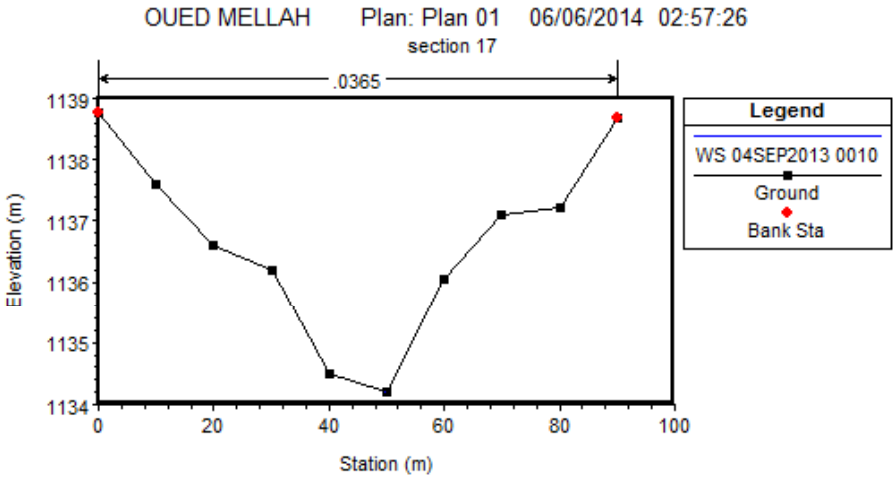


Figure V.3. Exemple d'une section.

V.4. Visualisation des résultats de la simulation :

Après la saisie des données relatives aux sections de l'oued, on introduction les conditions aux limites qui sont représentées par l'hydro-gramme de crue à l'extrémité amont et la valeur de la pente à l'extrémité aval, pour imposer un régime uniforme à cette endroit. Les conditions initiales représentent le débit permanent de la rivière qui peut être nul.

Avant de lancer la simulation instationnaire on doit choisir un pas de temps et saisir les dates de début et de fin de simulation, qui ne doivent pas être situées en dehors des dates de passage de la crue.

Les résultats de la simulation sont représentés dans les figures et tableau ci-dessous.

V.4.1. Niveau d'eau maximum dans la section de l'oued :

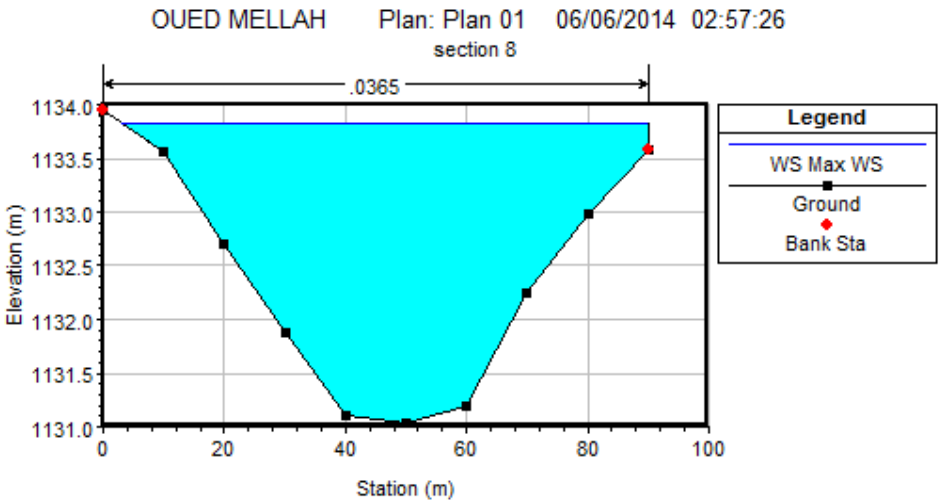


Figure V.4. Niveau d'eau maximum de la section de l'oued.

Commentaire **:** Dans cette section on trouve qu'il y a un débordement.

V.4.1.1. Profil du cours d'eau principal :

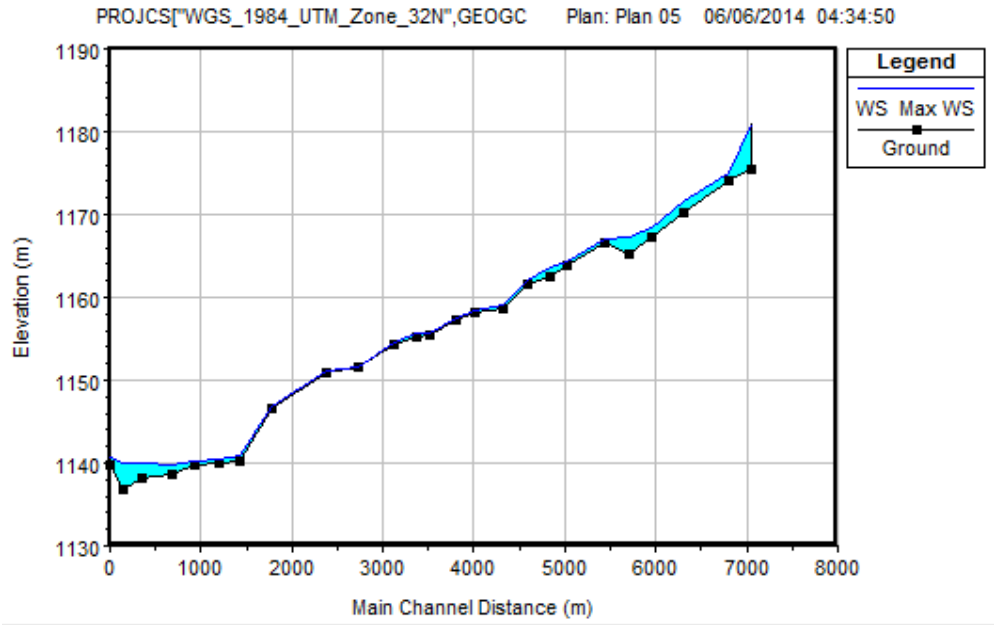


Figure V.5. h_{max} en fonction de la longueur du cours d'eau principal.

V.4.1.2. Hauteur d'eau maximale en 3D :

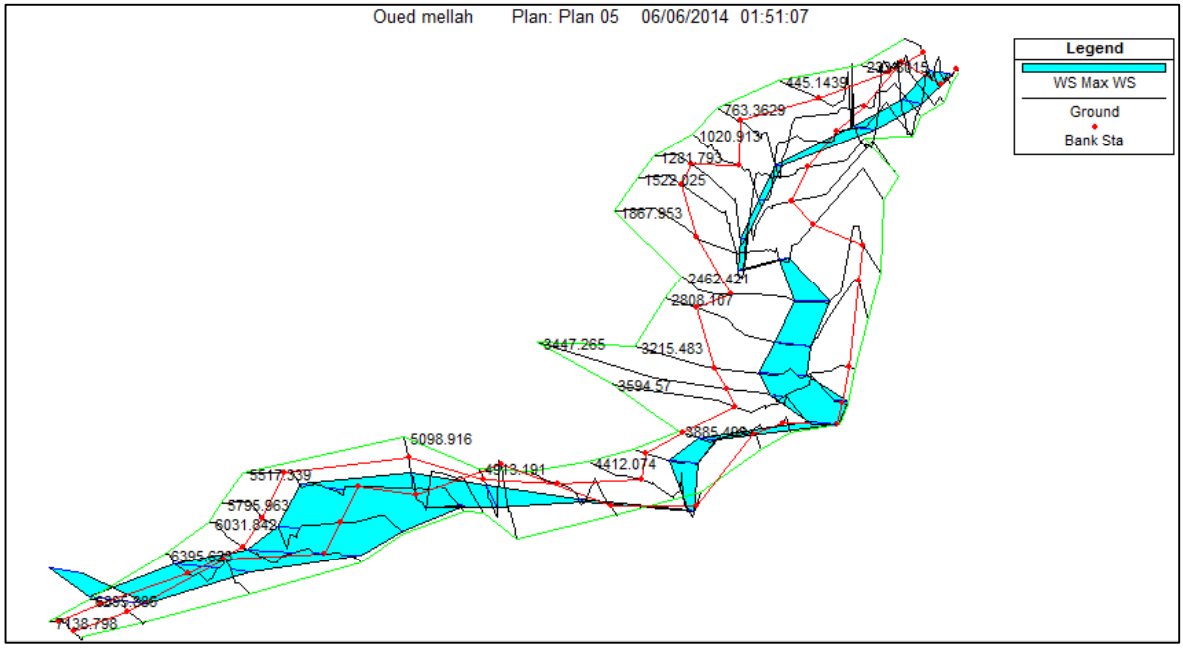


Figure V.6. Hauteur d'eau maximale en 3D.

V.4.1.3. Vitesses maximales le long du cours d'eau principal :

Tableau V.2. Tableau de V_{max} des sections le long du cours d'eau principal.

River	Reach	RS	ChDist (m)	Max WS-Vel Chnl (m/s)
Oued Mellah	Oued	25	82.57	0.02
	section 01	24	141.32	0.04
	section 02	23	202.16	0.05
	section 03	22	350.17	0.67
	section 04	21	414.35	0.31
	section 05	20	533.83	0.21
	section 06	19	614.11	0.47
	section 07	18	501.80	0.00
	section 08	17	349.40	2.80
	section 09	16	347.87	0.43
	section 10	15	293.03	0.10
	section 11	14	263.23	-0.17
	section 12	13	530.69	0.46
	section 13	12	716.54	-0.07
	section 14	11	503.21	-0.09
	section 15	10	478.98	0.02

	section 16	9	449.05	1.45
	section 17	8	614.24	1.54
	section 18	7	592.67	-2.98
	section 19	6	479.02	0.13
	section 20	5	500.29	-0.52
	Section 21	4	463.02	0.03
	Section 22	3	393.90	0.10
	Section23	2	225.51	0.02
	Section24	1	136.72	-1.40

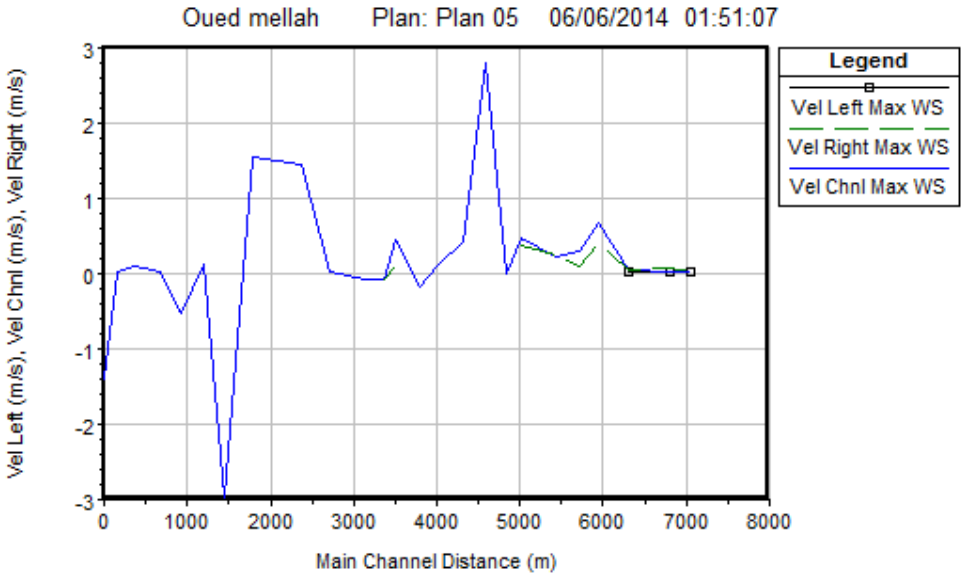


Figure V.7. V_{max} en fonction la longueur du cours d'eau principal.

V.4.1.4. H en fonction de Q dans chaque section :

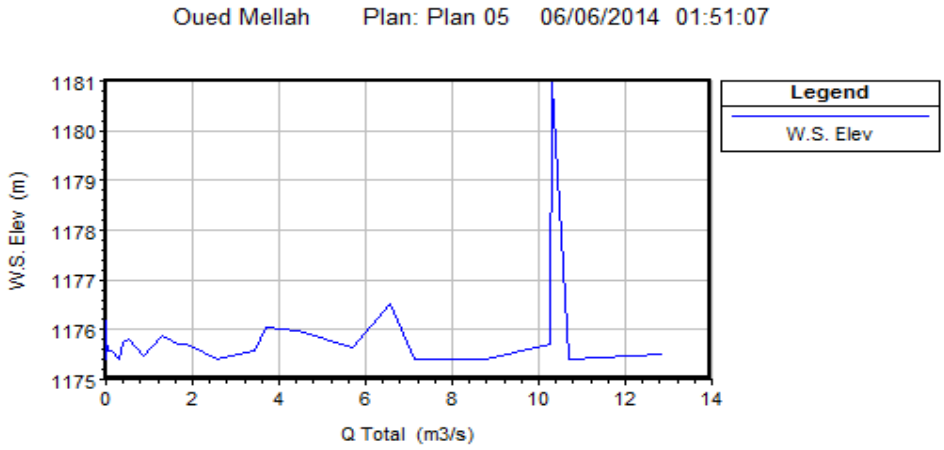


Figure V.8. V_{max} en fonction la longueur du cours d'eau principal.

V.4.1.5. Débit et hauteur d'eau en fonction du temps :

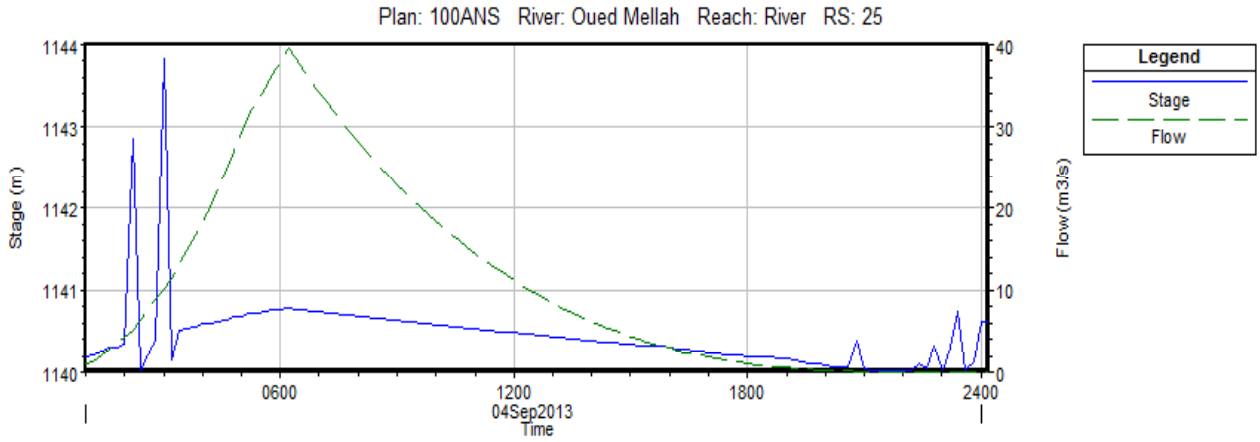
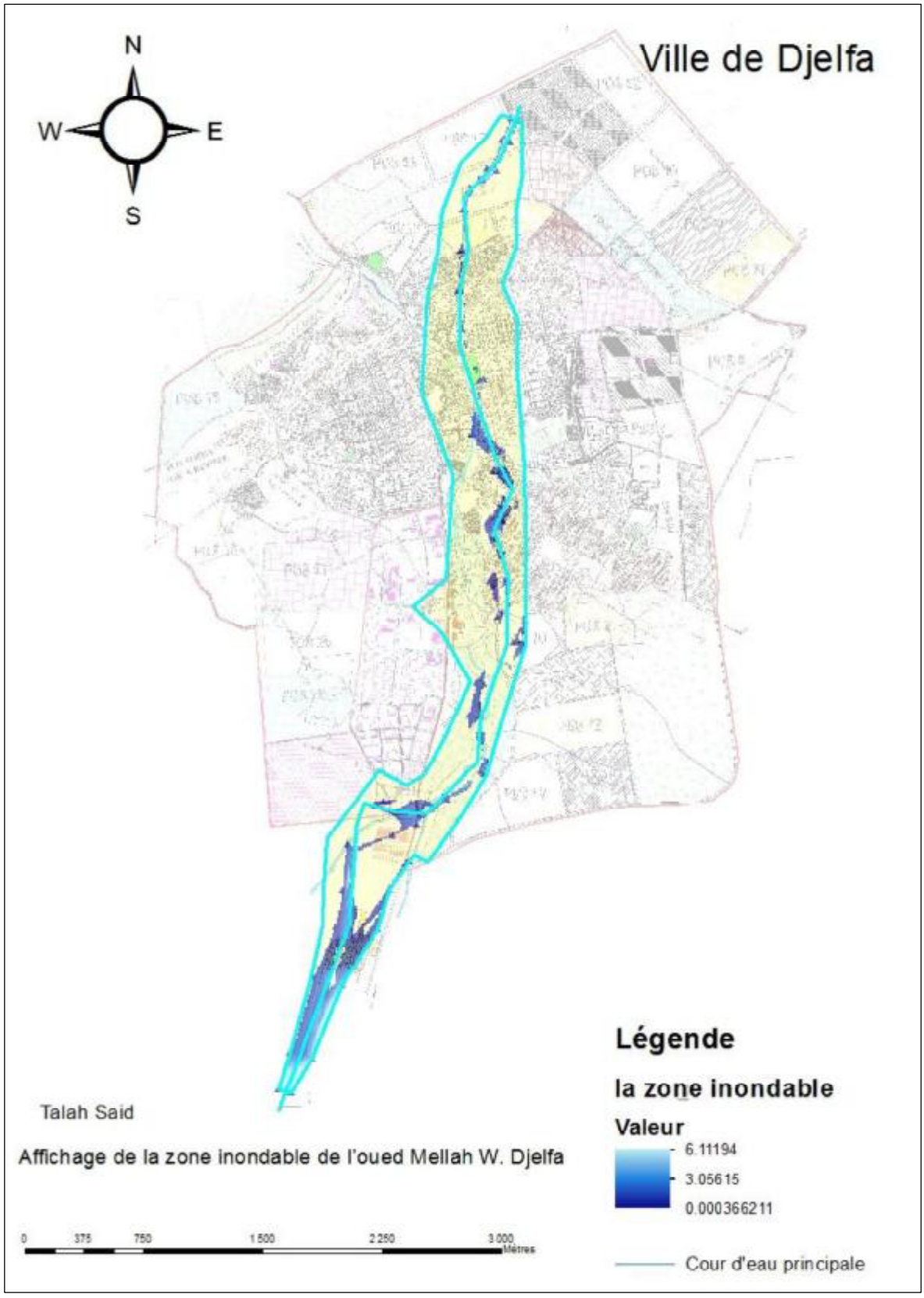


Figure V.9. Débit et hauteur en fonction de temps.

V.5. Affichage de la zone inondable de l'oued Mellah W. Djelfa:



Conclusion générale

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

En effet, qui dit protection contre l'inondation, dit protection de la ville, sauvegarde du patrimoine, de l'architecture et, somme toute paisible vie pour l'humain.

C'est pour ces multiples raisons que nous sommes occupés, tant que chercheur, de cette question qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'humain et à l'environnement dans lequel il évolue.

On a contribué dans ce travail à l'étude des risques d'inondations d'oued Mellah W. Djelfa. Nous avons scindé notre travail en étapes essentielles. La première c'est nous contribuons à expliquer quelles sont les caractéristiques et les risques des inondations et quelles sont les mesures pour la protection contre ce phénomène?

Par la suite étape c'est l'analyse des données de base sur le site spécialement les données hydrologiques (la pluviométrie et les débits de crue et l'hydro-gramme de crue) de la ville.

Puis la quatrième partie, nous avons étudié la partie hydrodynamique par modélisation on a fait dans ce partie aussi la description du code HEC-RAS qui calcule les écoulements unidimensionnels (1D) non permanent dans les cours d'eau naturels, et son principe de travail et on a défini les équations hydrauliques à surface libre qui sont utilisées par ce code (Saint-Venant 1D, Manning-Strickler...) et le Principe de fonctionnement de HEC-RAS et les principaux menus du logiciel et les étapes de la modélisation de HEC-RAS . Ce code donne les débordements des crues en fonction de temps dans chaque section de l'oued simulé.

Dans la dernière partie on trouve la simulation des résultats et les crues, Les résultats obtenus nous ont permis de délimiter la zone inondable par ce code et traduire cette zone sur une carte géographique en utilisent le SIG. Avec une précision peu acceptable.

En on propose des solutions pour la protection contre les inondations et comme notre cas d'oued Mellah on choisit la méthode de calibrage des sections d'oued.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Berthier, I., 1995, aux sources du droit, diagonal février 1995.

[2] Yahiaoui, A., 2012, Inondations torrentielles_ cartographie des zones vulnérables en Algérie du nord (cas de loued Mekrra, wilaya de Sidi Bel Abbés), Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique.

[3] Berz, G., 2000, Flood disasters: lessons from the past – worries for the future. Proc Instn Civ. Engrs Water & Mar. Engng, 2000.

[4] Bravard, J. P., 1991, La dynamique fluviale à l'épreuve des changements environnementaux: quels enseignements applicables à l'aménagement des rivières ? La houille blanche, décembre 1991.

[5] Torterotot, J. P., 1993, Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes, Thèse de doctorat, spécialité Sciences et Techniques de l'Environnement, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[6] Gilard O. et Gendreau N., 1998, Inondabilité : une méthode de prévention raisonnable du risque d'inondation pour une gestion mieux intégrée des bassins versants, Revue Sciences de l'eau, Vol. 11, n°3.

[7] SERVICE HYDRAULIQUE DJELFA.

[8] ANRH Djelfa.

[9] Khaled DEBIANE2008, Cours sur le logiciel HEC-RAS, Cabinet Telesystems, http://www.tmis-conseil.com

[10] ZERFAOUI.A., 2008, etude de protection de la ville de sidi ghiles (w.tipaza) contre les inondations, thèse de d'ingénieur, ecole nationale superieure de l'hydraulique ARBAOUI ABDELLAH

[11] Boumessenegh, A., 2007, Les inondations dans la ville de Biskra, causes et impacts, Thèse de magister, Université du Colonel El Hadj Lakhedar, Batna.

ملخص:

إن الفيضانات ظاهرة مدمرة للإنسان و الطبيعة، خاصة في البلدان المتميزة بمناخ جاف و شبه جاف كالجزائر. فيضان واد ملاح بمدينة الجلفة لم تدرس بالشكل الكافي، و لا توجد تقديرات مضبوطة لها. في هذه الدراسة قمنا بطريقة هيدرولوجية بتحديد قيمة التدفق و شكل الفيضان المحتمل خلال فترة 100 سنة لواد ملاح مدينة الجلفة. هذه التدفقات تمت محاكاتها بواسطة برنامج هيدروليكي أحادي الأبعاد HEC-RAS (1D) المصمم من قبل الجيش الأمريكي بمساعدة برنامج HEC-geoRAS و إظهار النتائج بواسطة نظام المعلومات الجغرافية (SIG) في إطار هذه الدراسة قمنا بإجراء هذه المحاكاة على وادي ملاح لأنه الواد الرئيسي في مدينة الجلفة و يقطع المدينة ، و خلال كل مدة الفياضان، قمنا بتحديد منطقة الخطر المعرضة للفيضان على خارطة للمدينة مأخوذة من مخطط الأراضي للتهيئة الحضرية.

Résumé

Les crues et les inondations ont des effets très destructifs, en particulier dans les régions arides et semi-arides comme l'Algérie. Les crues d'oued Mellah est mal connues. A travers cette étude nous avons déterminé les crues fréquentielles (pour des périodes de retour T=100ans de ce oued. Elles sont des crues rapides avec des pics et des durées variables, les crues ainsi déterminées ont été simulées par le code de calcul HEC-RAS (développé par l'armé Américain) à l'aide du code HEC-geoRAS et afficher les résultats avec les systèmes d'informations géographique (SIG). Dans le cadre de cette étude, on s'est limité l'oued (Mellah) traversant la ville de Djelfa. Les débordements calculés ont été utilisées pour délimiter la zone inondable sur une carte de la ville de Djelfa (PDAU).

Abstract

The Flood has very destructive effects, especially in arid and semi-arid regions such as Algeria. The Mellah river flood is poorly understood. Through this study we determined the frequency floods (for return periods T = 100 years of the river. They are quick with flood peaks and varying durations, floods were simulated as determined by the calculation code HEC-RAS (developed by the American armed) using the HEC-geoRAS code and display the results with geographic information systems (GIS). In this study, we have restricted the river (Mellah) through the city of excesses Djelfa. The overflows calculated were used to delineate the floodplain on a map of the city of Djelfa (PDAU).