REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique
Option : OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME DU PROJET :

AMENAGEMENT DES OUEDS POUR LA PROTECTION DU PARC INDUSTRIEL D'OULED SABER (W.SETIF)

PRESENTE PAR :
AMMAR ALI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^{r} A.HADJ SADOUK	M.C.A	Président
M^{r} A.ZAROUAL	MCB	Examinateur
M^{r} M.BOUZIANE	MAA	Examinateur
M^{r} E.OSMANI	MAA	Examinateur
M^{me} A.ADDOU	MAA	Promotrice

Session 2017– 2018

DEDICACES

Je Dédie Ce Modeste Travail En Signe De Respect
Et De Reconnaissance :
A Mon Père Et A Ma Mère, Pour Tous Leurs
Sacrifices Consentis A Mon
Egard Pour Que Je Réussisse.
A Mes Chers Frères Et Sœurs
A Mes Copains De Chambre : Hocine, Hicham Et Zaki
A Tous Mes Amis

Remerciement

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail
je remercie fortement ma promotrice M^{mm} A.ADDOU de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail
mes remerciement et mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail

ملخص:

يتعلق عملنا هذا بمكافحة الفيضانات، حيث يهدف إلى اختيار نظام تهيئة من أجل حماية المنطقة الصناعية أولاد صابر الواقعة بإقليم ولاية سطيف، ضد فيضان وديانها. من أجل الوصول إلى نظام منيع تطرقنا إلى عدة فروع.
بداية بالهيدرولوجية من أجل تحليل التسرب المائي وتقييم التدفقات عبر الوديان. ثم تليها، الطبوغرافية والهيدروليكا الآلية من أجل تصور جريان المياه بواسطة برنامج الهكراس. وأخيرا، الهيدروليكا والاقتصاد من أجل اقتراح المتغيرات واختيار النظام المناسب.

Résumé :

Notre travail porte sur la lutte contre les inondations. Il a pour objectif le choix d'une variante d'aménagement qui servira de protection pour le futur parc industriel d'Ouled Saber (W.Sétif) contre les crues de ses oueds. Afin d'aboutir à un système fiable et invulnérable, nous avons eux recours à plusieurs disciplines. D'abord, une étude hydrologique pour l'analyse des précipitations et la quantification des débits. Ensuit, une étude topographique et un calcul hydraulique pour la simulation des écoulements par le logiciel HEC-RAS. Et enfin, une étude technico-économique pour la proposition des variantes et le choix de la plus adéquate.

Abstract:

Our work aims at fight against floods. It has us objective to select a management variant in order to protect the future industrial zone of Ouled Saber (W.Sétif) from the rising of its wadis. In order to lead to a system of reliable and invulnerable installation, our study was composed of several essential parts. At first, hydrology to analyze precipitations and quantify flows. Then, topography and hydro-informatics to simulate drainages with HEC-RAS. And finally hydraulic and economy to propose variants and select the best one.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction…….2

1. Présentation du projet…….2

2. Présentation de la commune d'OuledSaber……..…2

3. situation géographique de la zone d'étude……..…3

3.1. délimitation de la zone……..3

3.2. Dessertes et accessibilités……...3

4. Situation climatique……..4

4.1 Climat……...4

4.2 Humidité relative……4

4.3 Température……4

4.4 La pluviométrie……...4

4.5 Insolation……..5

4.6 Vitesse du vent…….5

5. Situation topographique……...5

6. Sismicité ……6

7. Situation géologique……..6

Conclusion…….6

Chapitre II : Généralités sur les crues

Introduction…….....7

1.Définitions…….……..7

1.1 Inondation……7

1.2 Crue…….7

2.Éléments descriptifs d'une crue ……7

3.Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe……..….7

4.Mécanismes de l'inondation……...8

5.Type d'inondations……...…..…8
5.1 Les inondations par crues torrentielles……...….8

5.2 Les inondations par débordement directe (débordement des plaines)…….....…9

5.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée…….....9

5.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage hydraulique artificiel…….9

5.5 Les inondations par submersion marine……...…9

6.Les causes et origines des inondations……10
7.Conséquences engendrées par les inondations…….....…10
8.Les inondations en Algérie……...…10
9.Causes et types de crues catastrophiques en Algérie……11
Conclusion……....12

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction……13

1.Le bassin versant et son complexe……...…13

1.1Définition……....13

1.2Caractéristiques physiques du bassin versant……14

2.1. Caractéristiques géométriques……..…14

2.3.1. Surface……..14

2.3.2. Périmètre……..14

2.3.3. La forme…….…..14

2.3.4. Application numérique pour les sous bassins……...…15

2.3.5. Le relief……..…...16

2.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants…….24

2.4.1.Réseau hydrographique……...25

2.4.2.Le temps de concentration……..…27

2.4.3.Les pentes moyennes des cours d'eau……29

2.4.4.Vitesse moyenne de ruissellement……...…30

3. Etude des précipitations……..…31

3.1. Pluie maximale journalière……31

3.1.1. Estimation des pluies maximales journalières……..31

3.1.2. Les caractéristiques de la série pluviométrique…….32

3.2. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières enregistrée à la station de Fermatou…….32

3.2.1. Ajustement suivant la loi de GUMBEL ……..……..33

3.2.2. Ajustement suivant la loi log-Normale……34

3.2.3. Choix de la loi d'ajustement……35

3.3.Pluies de courte durée…….36

5. Etude des apports…….…..37

5.1 4.1Apports liquides……37

5.2 4.2Caractéristiques de l'écoulement……..39

6. Etude des crues……40

6.1 Estimation du débit de crue…….40

6.2 Hydrogramme de crue……..44

7. Etude des apports solides……...…46

6.1. Méthode de TIXERONT……..…46

6.2. Méthode d'estimation au Nord algérien……47

Conclusion……47

Chapitre IV : Etude topographique

Introduction…….48

1.Topographie de la commune D'Ouled Saber……...48

1.1.a) Le carte des altitudes et du relief……48

1.1.b) Interprétation……49

1.2.a) La carte des courbes de niveau……...49

1.2.b) Commentaire……49

1.3.a) La carte des pentes et des directions des pentes……50

1.3.b) Commentaire……50

2. La topographie des oueds……..51

2.1. Lits des cours d'eau……51

2.2. Rive, Berge……...51

2.3. Ripisylve……51

2.4. Alluvions et substratum ……51

3.La géométrie des oueds ..……51

Conclusion……61

Chapitre V : Etude hydraulique

Introduction……62

1. Ecoulements à surface libre……...62

1.1 Classification des écoulements……62

1.1.1 Ecoulement permanent……62

1.2 Caractéristiques géométriques des écoulements à surfaces libres……62

1.3 Equations d'énergie pour les écoulements à surface libre……63

1.3.1 Formulation générale……63

1.3.2 Ecoulement uniforme……63

1.4 Notion d'énergie spécifique……64

1.4.1 Définition……64

1.4.2 Divers régimes d'écoulement……...64

1.4.3 Interprétation de l'écoulement critique……..66

1.5 Ecoulement graduellement varié……66

1.5.1 Définition……...66

1.5.2 Calcul de la courbe de remous……..…66

1.6 Ecoulement brusquement varié (ressaut hydraulique)……69

2. Calcul hydraulique pour l'oued 3……71

2.1 Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent……..…71

2.2 Données géométriques……72

2.3 Coefficient de Manning d'un lit composé……..72

2.4 Débit et conditions aux limites……...73

2.5 Etapes de simulation par HEC-RAS……..……74

Conclusion……..…85

Chapitre VI : Protection de la zone d'OULED SABER contre les crues

Introduction……86

1. Principes d'aménagement……86

1.1. Les différents types d'aménagement envisageables……86

1.1.1. Curage……..86

1.1.2. Rééquilibrage……..86

1.1.3. Réalisation de canaux……86

1.1.4. Protection des berges…….….86

1.1.5. Création de canaux périphériques……86

1.2. Les formules de dimensionnement des canaux……86

1.3. Choix des paramètres de dimensionnement……87

1.3.1. La pente du projet…….…..87

1.3.2. Le coefficient de Manning……...…87

2. Etude des variantes……87

2.1. Rééquilibrage du lit naturel……..88

2.1.1. Dimensionnement……...…..88

2.1.2. Les paramètres d'écoulement……88

2.1.3. Etude de la stabilité du canal……..89

2.1.4. Estimation du coût de la variante……...…91

2.2. Canal en béton légèrement armé……91

2.2.1. Dimensionnement…….……91

2.2.2. Les paramètres d'écoulement…….……92

2.2.3. Estimation du coût de la variante……92

2.3. Canal en Gabions……92

2.3.1. Dimensionnement……93

2.3.2. Paramètres d'écoulement……94

2.3.3. Estimation du coût de la variante……94

3. Choix de la variante d'aménagement……94
3.1. Critères d'évaluation……..……94
3.2. La variante choisie……...…95
4. Vérification de l'écoulement au niveau des franchissements……..…95

Conclusion……97

Conclusion générale……98

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I 1 : Humidité relative dans la zone d'étude en pourcentage 4

Tableau I 2 : Températures moyennes mensuelles 4

Tableau I 3: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1998-2012) ... 5

Tableau I 4 : Nombre moyen d'heures par jour d'insolation. 5

Tableau I 5 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s) 5

Chapitre II : Généralités sur les crues

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III 1 : coordonnées Lambert limitant la zone d'étude 14

Tableau III 2 : Paramètres morpho métriques de chaque sous bassin 15

Tableau III 3 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 1 16

Tableau III 4 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant d'Oued 2 17

Tableau III 5 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 3 19

Tableau III 6 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 4 20

Tableau III 7 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 5 21

Tableau III 8 : Les altitudes caractéristiques des sous bassins versants 23

Tableau III 9 : Indice de pente globale Ig des Sous Bassins Versants. 23

Tableau III 10 : résultats du calcul des pentes moyennes des sous bassins 24

Tableau III 11 : les longueurs des cours d'eau principales 24

Tableau III 12 : La densité de drainage pour les sous bassins versants 26

Tableau III 13 : résultats du calcul des densités hydrographiques 27

Tableau III 14 : résultats du calcul des coefficients de torrentialité 27

Tableau III 15 : Les temps de concentration Calculés Pour les Sous bassins versants par la formule de GIANDOTTI 28

Tableau III 16 : Les temps de concentration calculés pour le sous bassins versants par la formule de CALIFORNIA. 28

Tableau III 17 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants par la formule de KIRPICH 29

Tableau III 18 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants par la formule Espagnole..... 29

Tableau III 19 : La pente moyenne des cours d'eau principaux 30

Tableau III 20 : La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants 31

Tableau III 21 : Coordonnées de la station pluviométrique de Fermatou..... 31

Tableau III 22 : Série des pluies maximales journalières de la station de Fermatou 32

Tableau III 23 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL..... 33

Tableau III 24 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal. 34

Tableau III 25 : Comparaison des caractéristiques des lois. 36

Tableau III 26 : apports liquides et lames d'eau écoulées..... 38

Tableau III 27 : module d'écoulement pour chaque sous bassin 39

Tableau III 28 : modules d'écoulement relatifs 39

Tableau III 29 : coefficients de ruissèlement 39

Tableau III 30 : coefficients de variation avec les différentes formules 40

Tableau III 31 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins. 41

Tableau III 32 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins par TURAZZA 42

Tableau III 33 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins par Sokolovsky 43

Tableau III 34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ 44

Tableau III 35 : récapitulation des résultats obtenus pour T_m, T_d et T_b..... 44

Tableau III 36 : Estimation du coefficient de perméabilité..... 46

Tableau III 37 : résultats de calculs du transport solide par la méthode de Tixeront..... 46

Tableau III 38 : résultats de calculs du transport solide par la méthode d'estimation au Nord algérien 47

Chapitre IV : Etude topographique

Chapitre V : Etude hydraulique

Tableau V 1 : différentes formes de courbes de remous 68

Tableau V 2 : différents types de ressauts. 70

Tableau V 3 : estimation de la rugosité pour les lits composés. 72

Tableau V 4 : rugosité au niveau du lit naturel de l'oued. 73

Chapitre VI : Protection de la zone d'OULED SABER contre les crues

Tableau VI 1 : paramètres hydrauliques pour différentes formes de canaux. 87

Tableau VI 2: rugosité pour différents canaux. 87

Tableau VI 3 : paramètres du canal rééquilibré. 88

Tableau VI 4 : paramètres de l'écoulement dans le canal rééquilibré. 88

Tableau VI 5 : coût du rééquilibrage du lit de l'oued. 91

Tableau VI 6 : paramètres du canal en béton armé. 91

Tableau VI 7 : paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé. 92

Tableau VI 8 : coût de réalisation du canal en béton armé. 92

Tableau VI 9 : paramètres hydrauliques pour une section en gabion. 93

Tableau VI 10 : paramètres du canal en gabion. 93

Tableau VI 11 : paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion. 94

Tableau VI 12 : coût de réalisation du canal en gabion. 94

Tableau VI 13 : critères de comparaison entre le béton armé et le gabion. 95

Tableau VI 14 : paramètres et dimensions des dalots (franchissements). 96

Tableau VI 15 : paramètres de l'écoulement à travers les dalots. 96

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I 1 : situation de la commune d'Ouled saber. 2

Figure I 2 : Communes limitrophes d'OuledSaber 3

Figure I 3 : Carte délimitant la zone d'étude **(Google earth)** 3

Figure I 4 : Carte de zonage sismique du territoire national. 6

Chapitre II : Généralités sur les crues

Figure II 1: Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle 9

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III 1 : situation des sous bassins (Google Earth) 13

Figure III 2 : courbe hypsométrique du sous bassin 1 17

Figure III 3 : La courbe hypsométrique de bassin versant 2 18

Figure III 4 : La courbe hypsométrique de bassin versant 3 20

Figure III 5 : La courbe hypsométrique de bassin versant 4 21

Figure III 6 : la courbe hypsométrique de sous bassin 5 22

Figure III 7 : réseau hydrographique de la commune d'Ouled saber 25

Figure III 8 : caractéristiques de série pluviométrique (31 ans) 32

Figure III 9 : Représentation graphique de la loi de Gumbel. 34

Figure III 10 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon 34

Figure III 11 : Représentation graphique de la loi Log-normal. 35

Figure III 12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon. 35

Figure III 13 : courbes des pluies de courtes durées 36

Figure III 14 : courbes des intensités de courtes durées 37

Figure III 15 : hydrogrammes des crues des sous bassins 45

Chapitre IV : Etude topographique

Figure IV 1 : carte des altitudes. 48

Figure IV 2 : carte du relief. 48

Figure IV 3 : carte des courbes de niveau. 49

Figure IV 4 : cartes des pentes. 50

Figure IV 5 : carte des directions des pentes. 50

Figure IV 6 : Profils en travers (S1 à S10). 52

Figure IV 7 : Profils en travers (S11 à S20) 53

Figure IV 8 : Profils en travers (S21 à S30). 54

Figure IV 9 : Profils en travers (S31 à S40). 55

Figure IV 10 : Profils en travers (S41 à S50). 56

Figure IV 11 : Profils en travers (S51 à S60). 57

Figure IV 12 : Profils en travers (S61 à S70). 58

Figure IV 13 : Profils en travers (S71 à S80). 59

Figure IV 14 : Profils en travers (S81 à S86). 60

Figure IV 15 : Profil en long de l'oued. 60

Chapitre V : Etude hydraulique

Figure V 1 : caractéristiques d'un lit d'oued. 62

Figure V 2 : Energie spécifique en fonction de profondeur. 65

Figure V 3 : schématisation des différentes courbes de remous. 69

Figure V 4 : ressaut hydraulique. 70

Figure V 5 : Topologie des ressauts. 70

Figure V 6 : Modèle utilisé par HEC-RAS. 71

Figure V 7 : création d'un projet HEC-RAS. 74

Figure V 8 : introduction données topographiques HEC-RAS. 74

Figure V 9 : tracé de l'oued et des sections. 75

Figure V 10 : Définition du débit et des conditions aux limites. 75

Figure V 11 : Exemple de profil en long sur HEC-RAS. 76

Figure V 12 : Profils en travers (S1 à S10). 77

Figure V 13 : Profils en travers (S11 à S20) 78

Figure V 14 : Profils en travers (S21 à S30). 79

Figure V 15 : Profils en travers (S31 à S40). 80

Figure V 16 : Profils en travers (S41 à S50). 81

Figure V 17 : Profils en travers (S51 à S60). 82

Figure V 18 : Profils en travers (S61 à S70). 83

Figure V 19 : Profils en travers (S71 à S80). 84

Figure V 20 : Profils en travers (S81 à S86). 85

Chapitre VI : Protection de la zone d'OULED SABER contre les crues

Figure VI 1 : Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014). 89

Figure VI 2 : schéma représentatif des blocs en gabion. 93

Figure VI 3 : Illustration des dalots. 96

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.
Kc : Coefficient de Gravelius.
A : L'air du bassin versant (Km2).
Hmoy : Altitude moyenne(m).
Ig : indice de pente globale.
Ip : indice de pente de roche.
Im : pente moyenne.
Dd : Densité de drainage (Km/Km²).
E : Coefficient d'allongement.
Tc : temps de concentration (heures).
Vr : Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h)..
Pmoy : précipitations moyennes mensuelle (mm).
Pan : précipitations moyennes annuelle(mm)
Tmoy : Température moyenne mensuelle (°C).
I : Indice d'aridité annuel de de Martonne.
Pj max : : précipitations journalières maximale(mm).
L : longueur du talweg principale (km).
Ql : débit de crue (m3 /s).
L : langueur du tronçon (m).
b : largeur du canal (m).
H canal : hauteur de canal (m).
H eau:le tirant d'eau
S : surface mouillé (m2).
P : périmètre mouillé (m).
Rh : rayon hydraulique (m).
H cr : hauteur critique (m).
fr : nombre de Froude.
Min Ch. El : Altitude du radier du canal
Velchnl : Vitesse d'écoulement
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé
Flowarea : Section mouillée
Top Width : Largeur au miroir
E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie
Froude # chl : Nombre de Froude
E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

LISTE DES PLANCHES

Planche n°1 : Plan de l'état des oueds avant l'aménagement.

Planche n°2 : Profils en travers de l'oued 3.

Planche n°3 : Profil en long de l'oued 3.

Planche n°4 : Plan de l'état des oueds après l'aménagement.

Introduction Générale

Introduction générale

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

D'après l'historique des inondations et les services concernés, le risque d'inondation existe bel et bien en Algérie, aussi les statistiques de la protection civile montrent que ⁄ des communes sont susceptibles d'être inondées. Donc, c'est pour cela qu'il faut mettre en place des plans de prévention contre les inondations dans les zones jugées vulnérables au risque. Notre étude est dans ce sens, du fait que le parc industriel d'Ouled Saber est traversé par cinq cours d'eau qui sont à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses. L'objet du travail sera donc l'estimation de l'hydrogramme de crues, puis l'identification des zones à risque, ainsi que les enjeux dans le but d'envisager des mesures structurelles qui puissent les protéger.

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

Chapitre I :

Présentation de la zone d’étude

Introduction

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

1. Présentation du projet

Le site du futur parc industriel d'OULED SABER dans la wilaya de SETIF est traversé par quatre oueds qui constituent l'objet de l'actuelle étude. En se basant sur le plan de la voirie, on rencontre 26 franchissements entre les oueds et la voirie.

L'historique des crues à Sétif ne signale aucun dommage humain ou matériel, mais cela ne veut pas dire qu'elle est épargnée de ces phénomènes dévastateurs en raison de leur caractère brutal et spontané. Ce qui nous montre la nécessité de prévoir des moyens d'évacuation des eaux de crue afin de protéger le parc industriel contre les inondations.

2. Présentation de la commune d'OuledSaber

La commune d'OuledSaber se trouve dans la région des hauts plateaux Sétifiens. Elle est Située à 7 Km à l'est du chef-lieu de la Willaya de Sétif,elle dépend administrativement de la Daïra de Guedjal.

Ouled Saber occupe une assiette foncière de l'ordre 11970 hectares, elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par la commune de Beni Fouda.
- A l'Ouest par la commune de Sétif.
- A l'Est par la commune d'El-Eulma et El GueltaZarega.
- Au sud la commune de Guedjal.

Figure I 1 : situation de la commune d'Ouled saber.

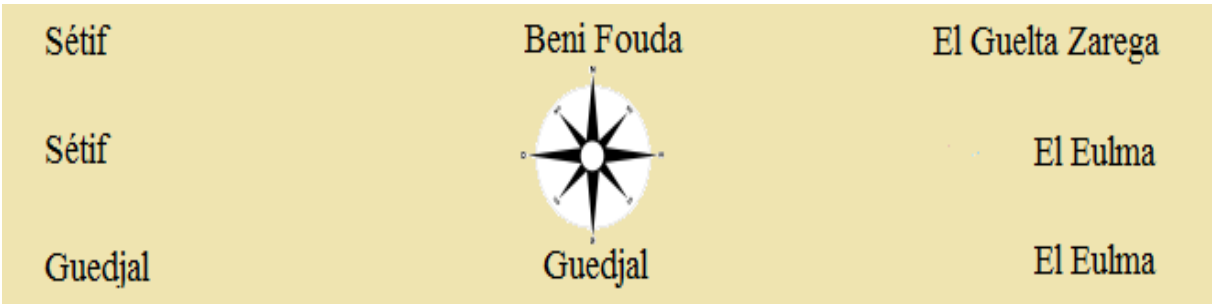

Figure I 2 : Communes limitrophes d'OuledSaber

3. situation géographique de la zone d'étude

3.1. délimitation de la zone

La zone d'étude se situe au niveau de la commune d'Ouled Saber, wilaya de Sétif. Elle occupe une superficie d'environ 700 Ha, délimitée par :

- **Au Nord :** Propriété privée.
- **Au Sud :** Autoroute Est Ouest.
- **A l'Est :** Propriété privée et cimetière.
- **A l'Ouest :** Propriété privée et école de gendarmerie.

Figure I 3 : Carte délimitant la zone d'étude **(Google earth)**

3.2. Dessertes et accessibilités

- A proximité de l'autoroute Est-Ouest.
- A proximité de la voie ferrée.
- 10km de la ville de Sétif. 15km d'Eulma.

- 15km de l'aéroport de Sétif.
- 100km du port de Bejaia et 120km du port de DjenDjen.

4. Situation climatique

4.1 Climat

Cette région est caractérisée par un climat continental semi-aride avec des étés chauds et des hivers rigoureux. La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide de novembre à mars.

4.2 Humidité relative

L'humidité relative ou état hydrométrique (exprime en %) est le rapport entre la tension de vapeur et la tension maximale, la moyenne mensuelle de l'humidité relative est de 70% à Sétif.

L'humidité relative est exprimée dans le tableau ci-dessous, elle est donnée par deux valeurs la première représente la valeur moyenne obtenue par la variation journalière dans trois moments de la journée : 7 h 13 h et 19 h, la deuxième valeur correspondante aux moyennes d'après ONM (Office National de la Météorologie).

Tableau I 1 : Humidité relative dans la zone d'étude en pourcentage

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Moy(%)	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
Moy (ONM) (%)	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79

(Source : PDAU d'Ouled Saber)

4.3 Température

La température moyenne mensuelle est d'environ 16°c. Les températures max, min et moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I 2 : Températures moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
T_{max} °c	10,9	13	15,7	19	24,7	30,9	34,3	34,3	28,6	22,6	16,1	11,5	21,8
T_{min} °c	1,65	1,87	4,01	7,05	11,8	16,2	18,5	19	15,4	10,8	6,07	2,4	9,57
T_{moy} °c	6,28	7,44	9,86	13,03	18,25	23,55	26,40	26,65	22,00	16,70	11,09	6,95	15,69

(Source : PDAU d'OuledSaber)

4.4 La pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles sont exprimées sous forme de lame de pluies, cette dernière est estimée à 400 mm (Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par l'agence Nationale des Ressources Hydraulique ANRH).

Tableau I 3: Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1998-2012)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
P_{moy} (mm)	52.3	44.3	51.4	35.6	21.7	7.9	2.2	7.4	21.5	45.4	48.7	68.7
%	12,85	10,88	12,63	8,74	5,33	1,94	0,54	1,82	5,28	11,15	11,96	16,88

(Source : PDAU d'Ouled Saber)

4.5 Insolation

Le phénomène d'insolation qui est définit par le nombre d'heures pendant lesquelles le soleil a brillé, est enregistré durant toute l'année avec des valeurs variables

Tableau I 4 : Nombre moyen d'heures par jour d'insolation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne Annuelle
Heures /jour	8.9	7.6	6.3	5.8	5.9	7.4	7.7	8.7	9.7	10.7	11.5	10.4	8.38

(Source : ONM)

4.6 Vitesse du vent

Les vents dominants dans la région sont les vents du Ouest et Nord-ouest pendant la période qui s'étale du mois de mai jusqu'à septembre. Le siroco est fréquent en été, il souffle en moyenne pendant 15 jours par an.

Tableau I 5 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
V (m/s)	3,9	3,8	3,9	4,2	4,6	3,6	3,8	4	3,8	3,2	3,7	4,2	3,9

(Source : PDAU d'Ouled Saber)

5. Situation topographique

La topographie du terrain joue un rôle primordial dans l'étude, la conception et le choix des variantes d'un aménagement, vu qu'elle représente le facteur principal influençant les écoulements des eaux. Ce qui nous montre la nécessité d'avoir recours à un levé topographique.

Le parc industriel d'Ouled Saber se situe dans les hautes plaines Sétifiennes qui forment comme un monde clos avec un terrain moyennement accidenté, dont l'altitude moyenne est de l'ordre de 1180 mètres.

6. Sismicité

L'Algérie, comme d'autres pays méditerranéens, est exposée à une activité sismique importante. Situé sur une zone de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasienne, le nord du pays est la région la plus exposée à ce genre de risques.

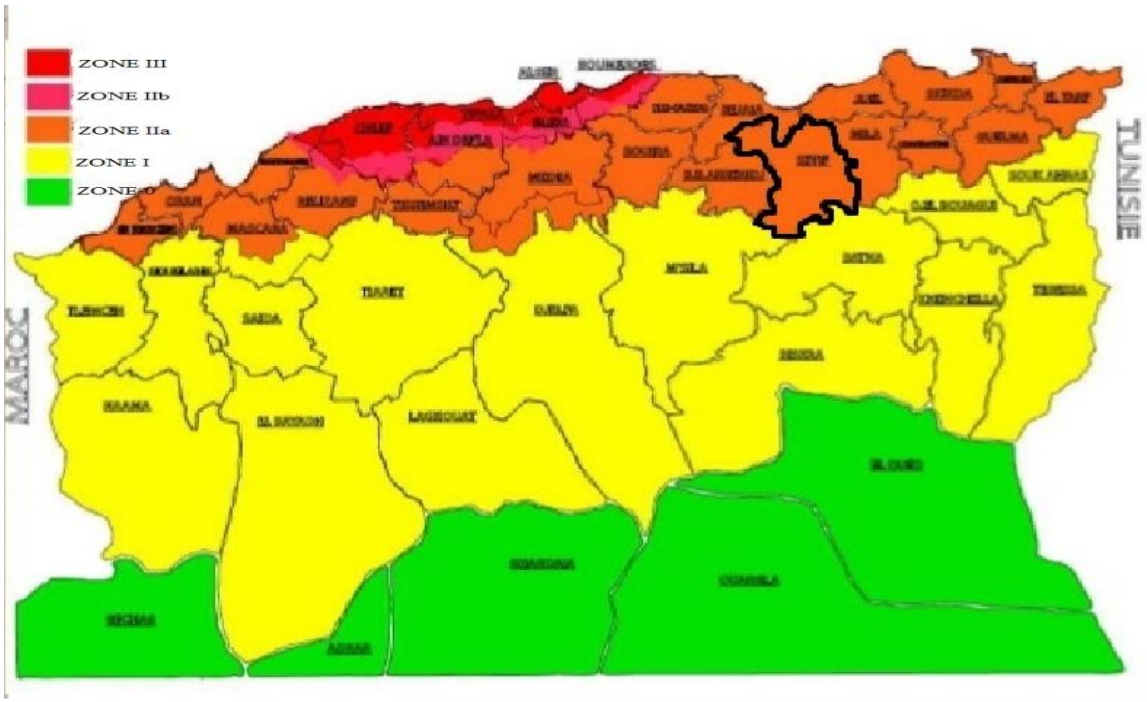

Figure I 4 : Carte de zonage sismique du territoire national.
(Source : Centre National de Recherche appliquée en Génie Parasismique)

- Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale) ;
- Zone II a : zone à très fort risque sismique ;
- Zone II b : zone à fort risque sismique ;
- Zone I : zone à faible risque sismique ;
- Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

La région d'étude est située dans la zone II. Elle a connu plusieurs séismes destructeurs (17/02/1949 à KHerrata, 28/07/1974 et 11/07/1975 à Sétif).

Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction dans la région d'étude, pour cela il est indispensable de respecter les normes parasismiques pour la réalisation du projet.

7. Situation géologique

La zone industrielle d'Ouled Saber présente un territoire inclus au plan géologique dans le grand ensemble structurel des hauts plateaux. Il s'agit des limons et des graviers principalement développés le long des grands. Quelques galets gréseux de provenance méridionale ont probablement été empruntés au moi-pliocène.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons collecté toutes les données nécessaires concernant notre région (topographie, géologie, climatologie), Ces données nous serviront à entamer l'étude de notre projet.

Chapitre II :
Généralité sur les crues

Introduction

Une inondation est un fléau naturel qui affecte plusieurs pays du monde. Elle est due à de nombreux facteurs et aggravée par d'autres dont l'activité de l'homme. Les dégâts engendrées par cette catastrophe, qu'ils soient humains ou matériels sont généralement de statistiques lourdes.
Comme il n'existe pas de régions susceptibles d'être prémunies contre de tels risques en raison de leur caractère imprévisible et spontané ainsi que leur survenance brutale, l'Algérie est aussi confrontée à ce genre de phénomènes.

1.Définitions [5]

1.1 Inondation

Une inondation est une submersion temporaire d'une zone habituellement sèche, par des eaux douces (fortes pluies, débordements de rivières,…etc.) ou salées (submersion marine, tsunami,…etc.). Elle peut être un phénomène régulier ou catastrophique et peut se produire lentement ou très rapidement selon les conditions topographiques et météorologiques de la zone affectée. L'inondation est issue de nombreux facteurs dont le plus répandu dans le monde est les crues.

1.2 Crue

Une crue est une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est caractérisée par quatre paramètres :

- ✓ Le débit.
- ✓ La hauteur d'eau.
- ✓ La vitesse d'écoulement.
- ✓ La durée.

2.Éléments descriptifs d'une crue [2]

Une crue est décrite par quatre éléments qui sont :

- ✓ **Temps de concentration *:*** durée nécessaire à la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire.
- ✓ **Pointe de crue *:*** puissance de la crue et durée de la période critique.
- ✓ **Courbe de tarissement *:*** retour de la rivière au niveau antérieur à la crue.
- ✓ **Fréquence de retour *:*** une crue centennale a, chaque année, une chance sur cent (1/100) de se produire.

3.Principaux paramètres nécessaires pour évaluer la catastrophe [1]

La possibilité d'apparition d'une crue et son évaluation dépendent de nombreux paramètres dont :

- ✓ La période de retour des crues.
- ✓ La hauteur de submersion.

- ✓ La durée de submersion.
- ✓ Les vitesses d'écoulement.
- ✓ La torrentialité du cours d'eau.
- ✓ Le volume de matériaux solide transportés.
- ✓ L'érosion des berges.
- ✓ La répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant.
- ✓ L'évaporation et l'évapotranspiration.
- ✓ L'infiltration des eaux dans le sol.

4.Facteurs déclenchant une inondation [4]

Les facteurs physiques qui influencent les inondations sont :

- ➢ Le régime des pluies.
- ➢ Le relief.
- ➢ La taille du bassin versant.
- ➢ L'état des sols.

Les facteurs aggravants le risque d'inondation sont :

- ➢ L'usage et l'occupation des sols.
- ➢ Aménagements du territoire.
- ➢ Le manque d'entretien des cours d'eau**.**

5.Type d'inondations [4]

Il existe au moins cinq types d'inondations :

5.1 Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents issues d'épisodes pluvieux d'une importante intensité. Le ruissellement de ces eaux charrie une grande quantité de matériaux solides (sédiments, bois morts,... etc.) qui font, en quelque sections, colmater le lit du cours d'eau et former des obstacles appelés embâcles (Figure I.2). En cédant, ces embâcles libèrent brutalement l'eau qu'ils ont retenue. En conséquence à cela des dégâts très importants sont engendrés.

On parle de crues torrentielles, lorsque le temps de concentration d'un bassin est inférieur à 12h. Elles touchent, généralement, les bassins de montagnes et les régions méditerranéennes mais aussi de petits bassins au relief accentué et à forte capacité de ruissellement peuvent être concernés.

Figure II 1: Embâcle sur un torrent, inondation par crue torrentielle

5.2 Les inondations par débordement direct (débordement des plaines)

Les inondations de plaine résultent d'épisodes pluviaux de longue durée et d'intensité modérée. Le sol recevant ces pluies est caractérisé par une faible capacité de ruissellement (lent à déclencher). Par accumulation d'eau, dépassant sa capacité, le cours d'eau déborde, l'écoulement sort du lit mineur pour occuper les terres avoisinantes.

5.3 Les inondations par accumulation d'eau ruisselée

Ce type d'inondation est provoqué suite à des pluies exceptionnelles ou d'orages violents s'abattant sur un sol de capacité d'infiltration et de drainage insuffisantes. Cette insuffisance est due essentiellement à deux facteurs :

- ✓ Soit, l'intensité des pluies est supérieure à la perméabilité du sol,
- ✓ Ou bien, le ruissellement se fait sur un sol déjà saturé par une nappe.

5.4 Les inondations par rupture d'un ouvrage hydraulique artificiel

L'inondation causée par la destruction d'un ouvrage est un phénomène brutal et extrêmement dangereux. En effet, cette rupture provoque la libération d'une énorme quantité d'eau munie d'une force dévastatrice gigantesque détruisant tout sur son passage. Les statistiques des dégâts matériels et humains engendrés sont inestimables.

La rupture d'un ouvrage est très difficile à prévoir par conséquent la prévention de la calamité est encore plus difficile.

5.5 Les inondations par submersion marine

Une submersion marine est une inondation temporaire des régions côtières par des eaux salées provenant de la mer avoisinante. Elle est due à des événements météorologiques ou océanographiques de dimensions inhabituelles, tels que : marée haute de vives eaux exceptionnelles, phénomène de la surcote et l'élévation du niveau de la mer suite à une fonte importante des glaciers.

6.Les causes et origines des inondations [4]

Elles sont causées par plusieurs facteurs, dont on cite :

- ✓ **Causes d'origine naturelle *:*** elles correspondent aux phénomènes météorologiques et climatiques tels que : pluies exceptionnelles, orages violents, pluies torrentielles, fonte des neiges,…etc.
- ✓ **Causes d'origine humaine directe *:*** elles consistent dans la modification du système fluvial des cours d'eau ou de leurs caractéristiques morphologiques (largeur, longueur, pente, etc.) par la construction d'ouvrages hydrauliques, le drainage, l'irrigation, la dégradation des sols et l'agriculture intensive (accélère le ruissellement et limite l'infiltration).
- ✓ **Causes d'origine humaine indirecte *:*** elles sont liées à la pollution et le réchauffement climatique qui ont modifié les conditions climatiques du monde entier. L'émission de gaz à effet de serre provoque la fonte des glaciers des pôles (nord et sud), ceci entraine la montée du niveau des océans et des cours d'eau ainsi que la procréation de cyclones d'intensité importante.

7.Conséquences engendrées par les inondations [7]

Les inondations touchent presque tous les pays du monde avec des influences très différentes. L'aléa présente des impacts importants sur la société, les dommages qu'elle procrée atteignent plusieurs secteurs dont :

✓**Santé et vie**

Propagation des maladies infectieuses et psychologiques.
Manque d'hygiène.
Blessures physiques.
Décès.
Malnutrition.

✓**Socio-économique**

Destructions des infrastructures.
Baisse d'emploi à long terme.
Menace le développement des villes et des villages.
Migration.
Pertes financières.

✓**Environnement**

Destruction des cultures.
Pertes animales.
Contaminations des eaux.

8.Les inondations en Algérie [7]

L'Algérie, comme la plupart des autres pays du monde, connait épisodiquement des phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour les activités et une entrave pour le développement économique et social. Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont sovent intensifiés par d'autres facteurs qui aggravent les effets de crues.

Ces événements dramatiques engendrent souvent des bilans lourds de dégâts humains et matériels, cependant ils ne sont pas toujours procréés par des situations météorologiques exceptionnelles et se produisent dans beaucoup de régions suite à des épisodes pluviaux saisonniers ordinaires, les causes de telles inondations sont liées en grande partie aux agissements de l'homme, dont on cite :

- L'occupation des rives des cours d'eau et l'urbanisation anarchique.
- La défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales.
- Le gonflement des oueds par les décombres et les détritus,…etc.

9.Causes et types de crues catastrophiques en Algérie [4]

La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement et les activités différentes d'une région à une autre est fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent. Bien que la cause fondamentale de la plupart des inondations soit les fortes pluies, elles ne sont pas toutes dues aux phénomènes exceptionnels. Des facteurs hors les conditions climatiques agissent soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux-mêmes des phénomènes hydrauliques dans les surfaces d'eau, tels que la présence de détritus et des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit des oueds,…etc.

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie sont classées en trois types :

- Inondations liées aux situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluies importantes et orages violents).
- Inondations résultant des activités humaines : défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux de pluie, l'encombrement des oueds par les déchets, les décombres et les troncs d'arbre,…etc.
- Inondations produites dans des régions à topographie défavorable ; comme le cas des villes traversées par des oueds (El Bayadh, Bordj Bou Arreridj, Sidi Bel Abbes, etc.), ou situées au pied d'une montagne (Ain Deffa, Batna et Médéa). Ces agglomérations à forte concentration de populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique sont exposées au risque d'inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- ✓ Inondations engendrées par crues torrentielles (crues éclaires), elles affectent les petits bassins versants de quelque dizaines de km^2 et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant en automne et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de leur soudaineté et leur rapidité. Les ruissèlements d'une importante violence et rapidité peuvent intervenir en moins d'une heure après la pluie, alors les débits des oueds passent de quelques m^3/s à des milliers de m^3/s en 2 ou 3 heures seulement.
- ✓ Inondation des grands bassins versants, elles résultent des précipitations importantes généralisées sur des grands étendues et caractérisées par leur quantité et leur longue durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

Conclusion

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, son intensité varie spatialement et temporairement. Les conséquences qu'elle engendre en milieu naturel sont moindres tandis qu'en milieu urbain, on ne peut jamais prévoir quelle ampleur peuvent atteindre les dégâts humains et matériels entrainés par les inondations qui se procréent.

La problématique des inondations est particulièrement complexe à gérer. La protection des agglomérations de ce type de catastrophe nécessite l'implication de plusieurs disciplines afin de déterminer les divers paramètres contribuant dans leur formation ainsi que les solutions appropriées.

Chapitre III :
Etude hydrologique

Introduction

L'Hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est à dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et le sous-sol.
Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe des eaux superficielles de la couche terrestre.
L'Hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion et les écoulements dans les cours d'eau.
Donc à travers ce chapitre nous allons présenter une approche hydrologique afin de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques des sous-bassins de la zone industrielle d'OULED SABER à Setif. Et cela dans le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception de l'aménagement des oueds qui servira à la protection de la zone contre les inondations.

1.Le bassin versant et son complexe

1.1Définition

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eau ou en matières solides transportées par l'eau fortement à un point unique de l'espace une embouchure ou un exutoire. Il est délimité sur une carte topographique, par le contour démarrant de l'exutoire et perpendiculaire aux courbes de niveau. Ce contour est appelé ligne de crête ou ligne de partage des eaux.

Dans le cas présent notre aire d'étude est partagé entre le bassin de la Soummam et celui des hauts plateaux Constantinois, là ou sont localisés les cinq sous bassins de la figure ci-dessous :

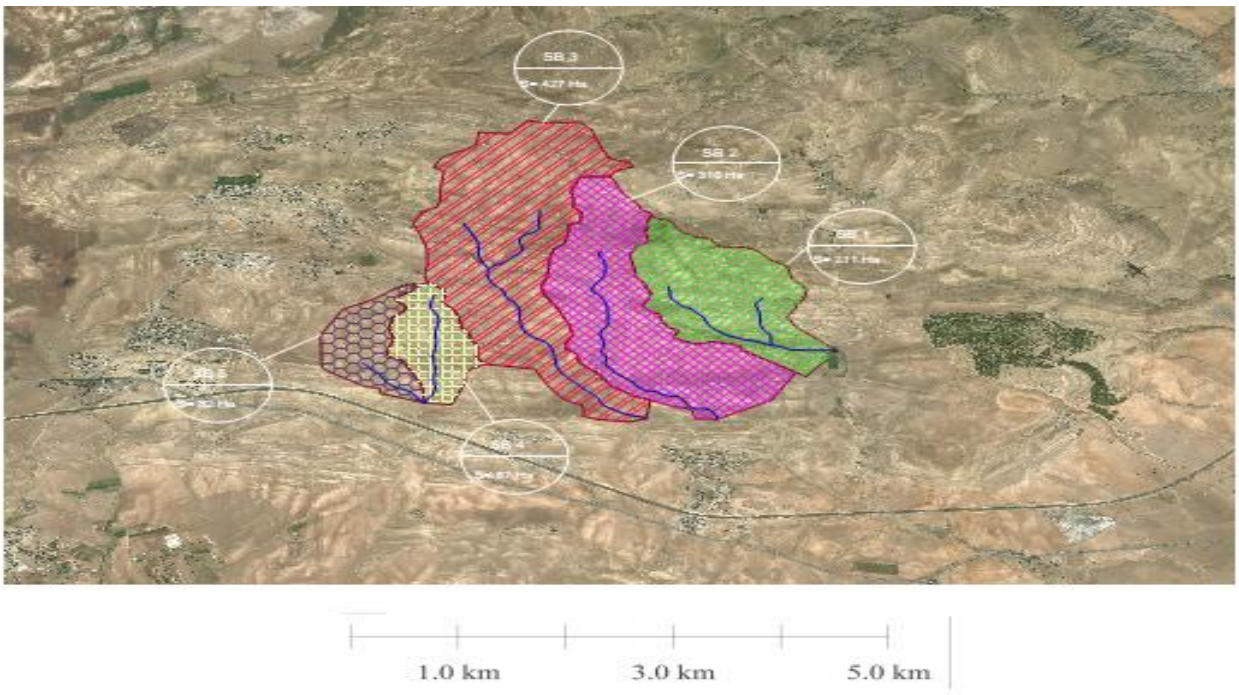

Figure III 1 : situation des sous bassins (Google Earth)

1.2Caractéristiques physiques du bassin versant

Les caractéristiques physico-géographiques des sous bassins versants ont été déterminées à l'aide du logiciel ArcGis, par la projection du plant topographique limitant la zone d'étude sur une image SRTM obtenue a partir du site www.USGS.gov.

Les sous bassins des oueds traversant la zone sont de formes allongées et ils sont partagés entre le grand bassin de la Soummam et celui des hauts plateaux Constantinois.

Ils sont localisés entre coordonnées Lambert suivantes :

Tableau III 1 : coordonnées Lambert limitant la zone d'étude

X1(Km)	X2(Km)	Y1(Km)	Y2(Km)
753.87	758.41	322.31	326.88

2.1. Caractéristiques géométriques

2.3.1. Surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports ; volume de précipitation ou d'infiltration), elle est déterminée sur le fond de carte topographique, par un logiciel de cartographie ou suivant la ligne de crête par un planimètre.

2.3.2. Périmètre

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin.

2.3.3. La forme

a) Indice de compacité

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\Pi S}} \approx 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{.....(III.1)}$$

Avec :

- ✓ **K_c :** Indice de compacité de Gravelius ;
- ✓ **S :** surface du bassin versant [Km^2] ;
- ✓ **P :** périmètre du bassin versant [Km] ;

Cet indice ce détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre et la surface du bassin versant. Il permet de reconnaitre la forme du bassin, tel que ce dernier est quasiment circulaire quand il est proche de 1 et allongé quand il est supérieur à 1.

b) Rectangle équivalent

Il s'agit de la transformation d'un bassin versant réel en un bassin rectangulaire ayant la même superficie, le même périmètre (ou le même indice de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

- ✓ Le périmètre du rectangle [P=2(L+l)] ;
- ✓ La surface du rectangle [S=L.l].
- ✓ Le coefficient de compacité.

$$Kc = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{.... (III.2)}$$

On combinant ces trois relations, on obtient :

- ➢ $$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1{,}128}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right) \text{..... (III.3)}$$
- ➢ $$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1{,}128}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}128}{Kc}\right)^2}\right) \text{..... (III.4)}$$

Le tracé des droites de niveau du rectangle équivalent découle directement de la répartition hypsométrique cumulée.

2.3.4. Application numérique pour les sous bassins

Tableau III 2 : Paramètres morpho métriques de chaque sous bassin

Sous Bassins	S (Km²)	P (Km)	K_c	L (Km)	l (Km)	La forme
SB1	2,11	6,9	1,34	2,66	0,79	Allongé
SB2	3,11	9,74	1,56	4,12	0,76	Allongé
SB3	4,27	12,04	1,64	5,20	0,82	Allongé
SB4	0,87	4,28	1,29	1,60	0,55	Allongé
SB5	0,82	4,7	1,46	1,93	0,43	Allongé

Avec :

S : surfaces des bassins versant [Km^2]

P : périmètres des bassins versant [Km]

K_c: Indice de compacité de Gravelius

L : La longueur du rectangle équivalent [Km]

l : La largeur du rectangle équivalent [Km]

2.3.5. Le relief

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

a) Les courbes hypsométriques

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

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

Tableau III 3 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 1

Altitude (m)	**Surfaces partielles (Km2)**	**Surfaces partielles (%)**	**Surfaces cumulées (%)**	**H_i (m)**	**H_i, S_i (m.Km2)**
1065-1070	0,009773	0,47	0,47	1067,5	10,4326775
1070-1075	0,0729498	3,54	4,02	1072,5	78,2386605
1075-1080	0,1067749	5,18	9,20	1077,5	115,049955
1080-1085	0,0789891	3,84	13,04	1082,5	85,5057008
1085-1090	0,0910438	4,42	17,46	1087,5	99,0101325
1090-1095	0,0682196	3,31	20,77	1092,5	74,529913
1095-1100	0,0694438	3,37	24,14	1097,5	76,2145705
1100-1105	0,1685438	8,18	32,32	1102,5	185,81954
1105-1110	0,1382721	6,71	39,04	1107,5	153,136351
1110-1115	0,1297961	6,30	45,34	1112,5	144,398161

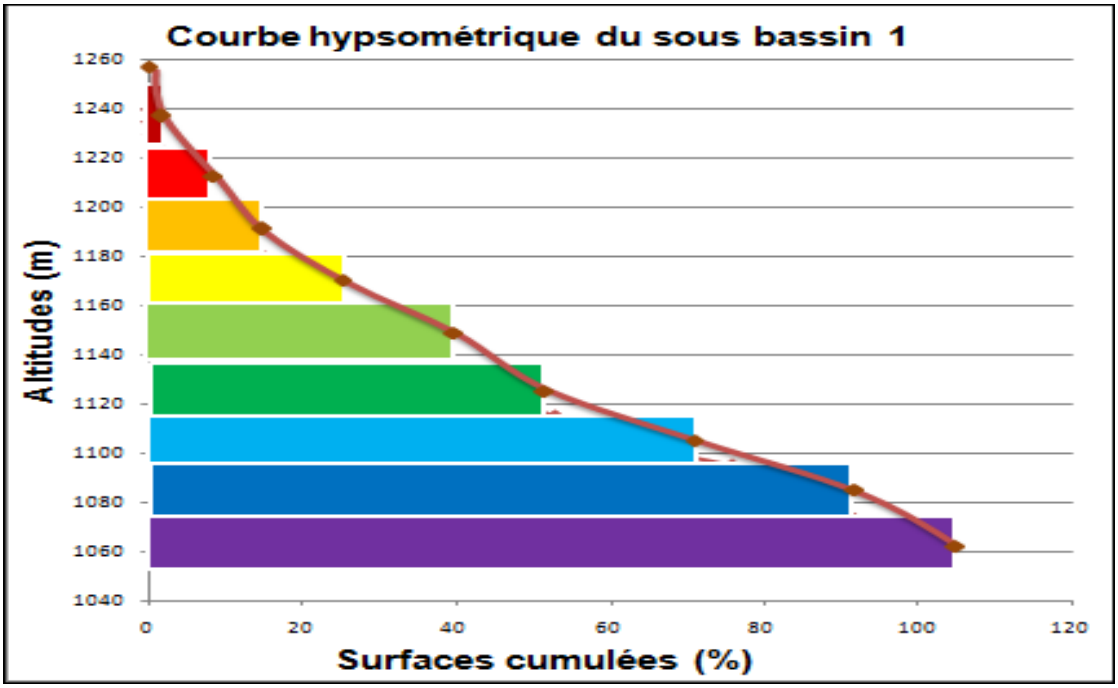

Figure III 2 : courbe hypsométrique du sous bassin 1

Tableau III 4 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant d'Oued 2

Altitude (m)	Surfaces partielles (Km2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	H_i (m)	H_i, S_i (m.Km2)
1060-1065	0,12	2,81	2,81	1062,5	127,5
1065-1070	0,068	1,59	4,41	1067,5	72,59
1070-1075	0,073	1,71	6,12	1072,5	78,2925
1075-1080	0,074	1,74	7,86	1077,5	79,735
1080-1085	0,067	1,57	9,43	1082,5	72,5275
1085-1090	0,06	1,41	10,83	1087,5	65,25
1090-1095	0,145	3,40	14,23	1092,5	158,4125
1095-1100	0,12	2,81	17,05	1097,5	131,7
1100-1105	0,095	2,23	19,28	1102,5	104,7375
1105-1110	0,096	2,25	21,53	1107,5	106,32
1110-1115	0,13	3,05	24,57	1112,5	144,625
1115-1120	0,21	4,92	29,50	1117,5	234,675
1120-1125	0,184	4,31	33,81	1122,5	206,54
1125-1130	0,192	4,50	38,32	1127,5	216,48
1130-1135	0,189	4,43	42,75	1132,5	214,0425
1135-1140	0,191	4,48	47,23	1137,5	217,2625
1140-1145	0,182	4,27	51,49	1142,5	207,935
1145-1150	0,154	3,61	55,11	1147,5	176,715
1150-1155	0,14	3,28	58,39	1152,5	161,35

1155-1160	0,15	3,52	61,91	1157,5	173,625
1160-1165	0,138	3,24	65,14	1162,5	160,425
1165-1170	0,112	2,63	67,77	1167,5	130,76
1170-1175	0,112	2,63	70,40	1172,5	131,32
1175-1180	0,142	3,33	73,72	1177,5	167,205
1180-1185	0,11	2,58	76,30	1182,5	130,075
1185-1190	0,105	2,46	78,77	1187,5	124,6875
1190-1195	0,104	2,44	81,21	1192,5	124,02
1195-1200	0,093	2,18	83,39	1197,5	111,3675
1200-1205	0,077	1,81	85,19	1202,5	92,5925
1205-1210	0,073	1,71	86,90	1207,5	88,1475
1210-1215	0,063	1,48	88,38	1212,5	76,3875
1215-1220	0,069	1,62	90,00	1217,5	84,0075
1220-1225	0,08	1,88	91,87	1222,5	97,8
1225-1230	0,17	3,99	95,86	1227,5	208,675
1230-1235	0,062	1,45	97,32	1232,5	76,415
1235-1240	0,028	0,66	97,97	1237,5	34,65
1240-1245	0,024	0,56	98,53	1242,5	29,82
1245-1250	0,026	0,61	99,14	1247,5	32,435
1250-1255	0,026	0,61	99,75	1252,5	32,565
1255-1260	0,0089	0,21	99,96	1257,5	11,19175
1260-1265	0,0016	0,04	100,00	1262,5	2,02

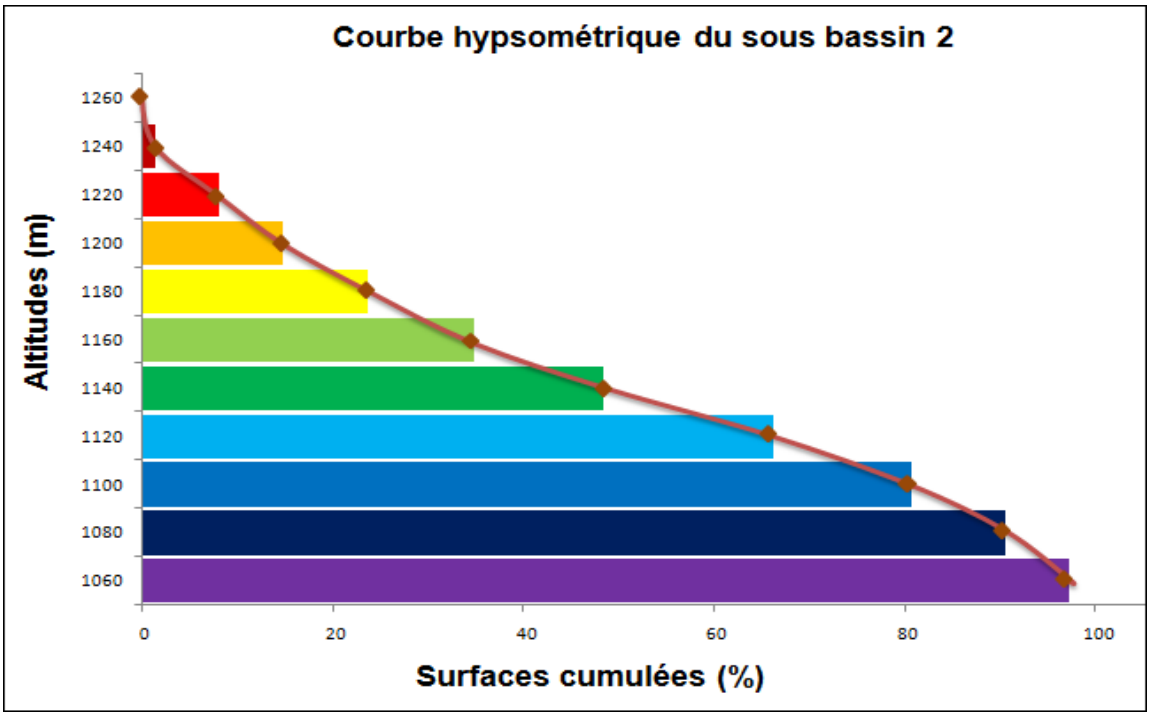

Figure III 3 : La courbe hypsométrique de bassin versant 2

Tableau III 5 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant 3

Altitude (m)	**Surfaces partielles (Km2)**	**Surfaces partielles (%)**	**Surfaces cumulées (%)**	**H_i (m)**	**H_i, S_i (m.Km2)**
1040-1045	0,037	1,22	1,22	1042,5	38,5725
1045-1050	0,037	1,22	2,45	1047,5	38,7575
1050-1055	0,04	1,32	3,77	1052,5	42,1
1055-1060	0,094	3,11	6,88	1057,5	99,405
1060-1065	0,07	2,32	9,20	1062,5	74,375
1065-1070	0,21	6,95	16,14	1067,5	224,175
1070-1075	0,16	5,29	21,44	1072,5	171,6
1075-1080	0,26	8,60	30,04	1077,5	280,15
1080-1085	0,106	3,51	33,55	1082,5	114,745
1085-1090	0,09	2,98	36,52	1087,5	97,875
1090-1095	0,094	3,11	39,63	1092,5	102,695
1095-1100	0,175	5,79	45,42	1097,5	192,0625
1100-1105	0,19	6,29	51,71	1102,5	209,475
1005-1110	0,14	4,63	56,34	1107,5	155,05
1110-1115	0,1	3,31	59,65	1112,5	111,25
1115-1120	0,13	4,30	63,95	1117,5	145,275
1120-1125	0,17	5,62	69,57	1122,5	190,825
1125-1130	0,083	2,75	72,32	1127,5	93,5825
1130-1135	0,086	2,85	75,16	1132,5	97,395
1135-1140	0,094	3,11	78,27	1137,5	106,925
1140-1145	0,08	2,65	80,92	1142,5	91,4
1145-1150	0,071	2,35	83,27	1147,5	81,4725
1150-1155	0,086	2,85	86,12	1152,5	99,115
1155-1160	0,067	2,22	88,33	1157,5	77,5525
1160-1165	0,05	1,65	89,99	1162,5	58,125
1165-1170	0,06	1,98	91,97	1167,5	70,05
1170-1175	0,066	2,18	94,15	1172,5	77,385
1175-1180	0,043	1,42	95,58	1177,5	50,6325
1180-1185	0,03	0,99	96,57	1182,5	35,475
1185-1190	0,028	0,93	97,50	1187,5	33,25
1190-1195	0,024	0,79	98,29	1192,5	28,62
1195-1200	0,013	0,43	98,72	1197,5	15,5675
1200-1205	0,01	0,33	99,05	1202,5	12,025
1205-1210	0,007	0,23	99,28	1207,5	8,4525
1210-1215	0,0063	0,21	99,49	1212,5	7,63875
1215-1220	0,0054	0,18	99,67	1217,5	6,5745
1220-1225	0,006	0,20	99,87	1222,5	7,335
1225-1230	0,004	0,13	100,00	1227,5	4,91

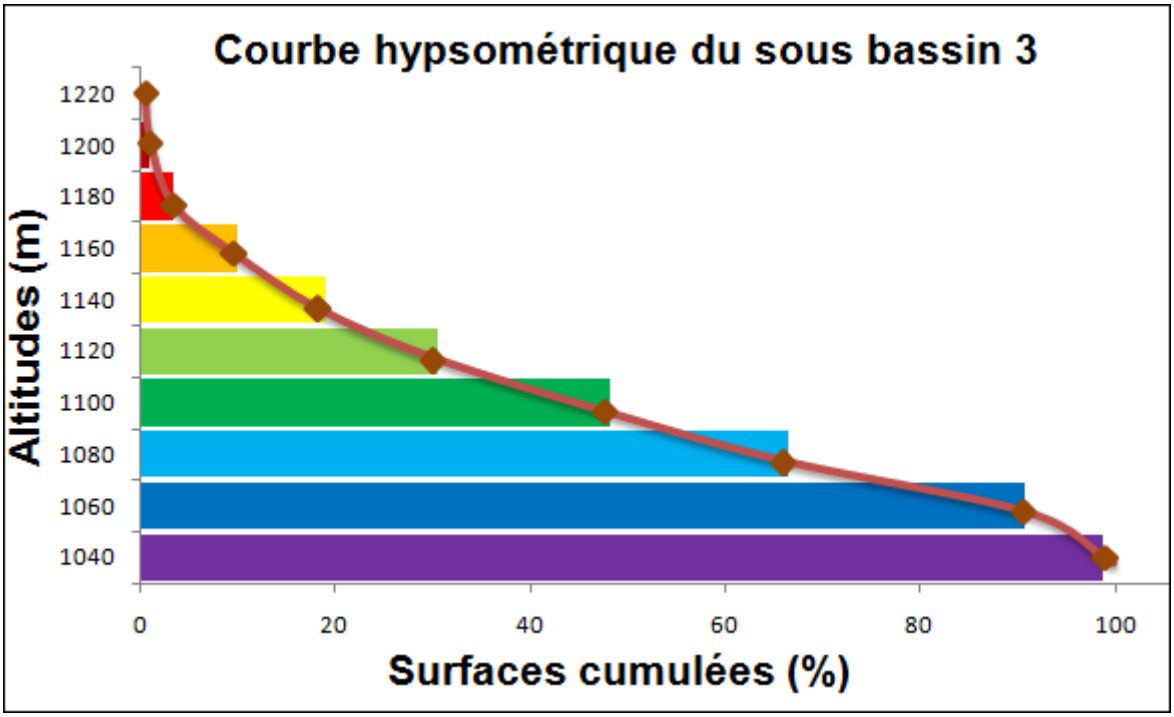

Figure III 4 : La courbe hypsométrique de bassin versant 3

Tableau III 6 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 4

Altitude (m)	Surfaces partielles (Km2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	H_i (m)	H_i, S_i (m.Km2)
1075-1080	0,0064	0,81	0,81	1077,5	6,896
1080-1085	0,032	4,04	4,85	1082,5	34,64
1085-1090	0,052	6,57	11,42	1087,5	56,55
1090-1095	0,063	7,96	19,38	1092,5	68,8275
1095-1100	0,05	6,32	25,69	1097,5	54,875
1100-1105	0,084	10,61	36,31	1102,5	92,61
1105-1110	0,134	16,93	53,23	1107,5	148,405
1110-1115	0,101	12,76	65,99	1112,5	112,3625
1115-1120	0,073	9,22	75,21	1117,5	81,5775
1120-1125	0,004	0,51	75,72	1122,5	4,49
1125-1130	0,043	5,43	81,15	1127,5	48,4825
1130-1135	0,04	5,05	86,21	1132,5	45,3
1135-1140	0,033	4,17	90,37	1137,5	37,5375
1140-1145	0,036	4,55	94,92	1142,5	41,13
1145-1150	0,0285	3,60	98,52	1147,5	32,70375
1150-1155	0,0117	1,48	100,00	1152,5	13,48425

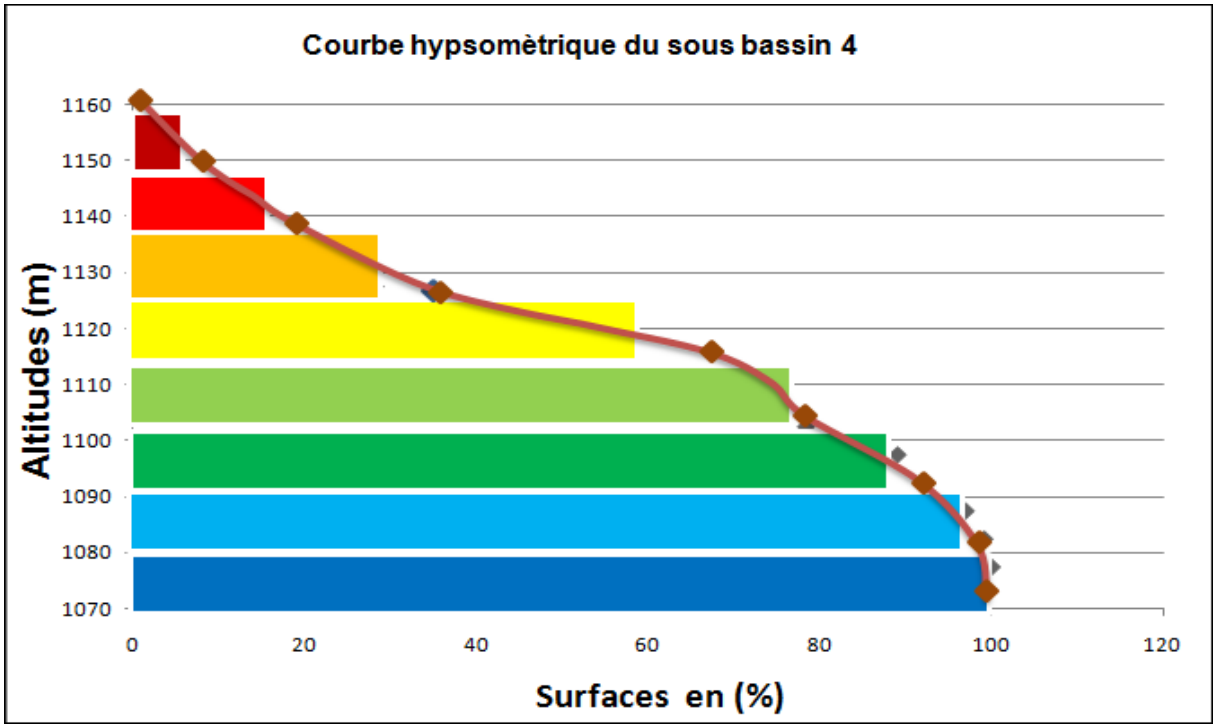

Figure III 5 : La courbe hypsométrique de bassin versant 4

Tableau III 7 : Paramètres Hypsométriques du Sous Bassin Versant de l'Oued 5

Altitude (m)	Surfaces partielles (Km2)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	H_i (m)	H_i, S_i (m.Km2)
1075-1080	0,0069634	0,69	0,69	1077,5	7,5030635
1080-1085	0,0411959	4,05	4,74	1082,5	44,5945618
1085-1090	0,0333236	3,28	8,02	1087,5	36,239415
1090-1095	0,0592947	5,83	13,85	1092,5	64,7794598
1095-1100	0,0493557	4,86	18,71	1097,5	54,1678808
1100-1105	0,0962196	9,47	28,17	1102,5	106,082109
1105-1110	0,0694438	6,83	35,00	1107,5	76,9090085
1100-1105	0,1685438	16,58	51,58	1102,5	185,81954
1105-1110	0,1603584	15,78	67,36	1107,5	177,596928
1110-1115	0,069439	6,83	74,19	1112,5	77,2508875
1115-1120	0,0422297	4,15	78,35	1117,5	47,1916898
1120-1125	0,0433071	4,26	82,61	1122,5	48,6122198
1125-1130	0,0371542	3,66	86,26	1127,5	41,8913605
1130-1135	0,0280107	2,76	89,02	1132,5	31,7221178
1135-1140	0,0290128	2,85	91,87	1137,5	33,00206
1140-1145	0,0516448	5,08	96,95	1142,5	59,004184
1145-1150	0,0221749	2,18	99,13	1147,5	25,4456978
1150-1155	0,0087976	0,87	100,00	1152,5	10,139234

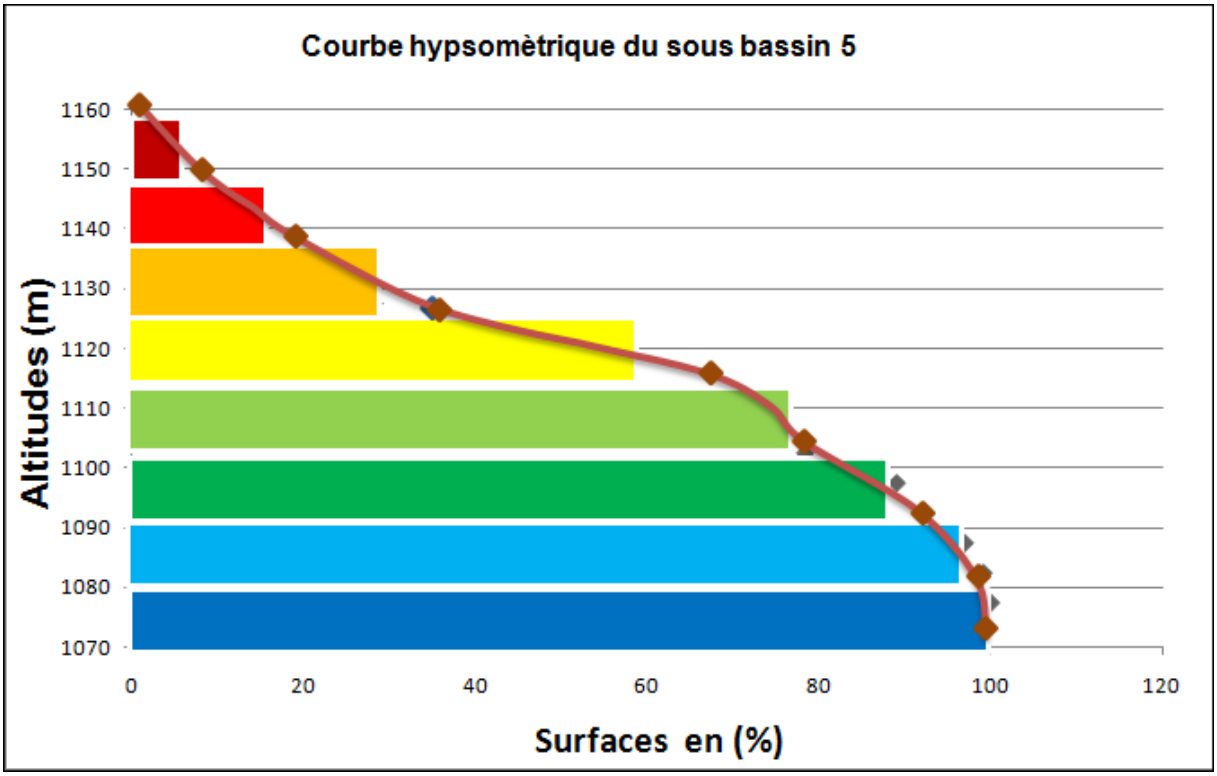

Figure III 6 : la courbe hypsométrique de sous bassin 5

b) Les altitudes caractéristiques

➢ L'altitude minimale et maximale

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

➢ L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i . H_i}{S} \quad \text{…(III.5)} \qquad \text{Tel que :} \qquad H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \quad \text{…. (III.6)}$$

Avec :

- ✓ H_i : Altitude moyenne entre 02 courbes de niveaux consécutives en (m).
- ✓ S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en (km^2).
- ✓ S : surface totale du sous bassin en (km^2).

➢ L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

- **Résultats obtenu pour chaque sous bassin**

Tableau III 8 : Les altitudes caractéristiques des sous bassins versants

Sous bassins	**H_{max}(m)**	**H_{min}(m)**	**H_{50}(m)**	**H_{moy}(m)**
1	1170	1065	1122,5	1116,36
2	1265	1060	1147,5	1148,28
3	1230	1040	1107,5	1108,89
4	1155	1075	1115	1111,51
5	1155	1075	1110	1109,67

c) Les pentes d'un bassin versant

- **L'indice de pente global**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre **5%** et **95%** de la surface du sous bassin et la longueur du rectangle équivalant. On prend deux points **S_1**, **S_2** sur l'axe des abscisses tels que **90%** de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs et que **5%** de la surface totale du sous bassin soit inférieure à **S_1** et **5%** soit supérieure à **S_2**.

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = D/L \ldots. \text{(III.7)}$$

Avec :

- ✓ **D :** Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)
- ✓ **L :** longueur du rectangle équivalent (Km)
- ✓ **$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$:** sont respectivement les altitudes correspondantes à **$S_{5\%}$**et **$S_{95\%}$**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 9 : Indice de pente globale Ig des Sous Bassins Versants.

Sous bassins	**$H_{5\%}$ (m)**	**$H_{95\%}$ (m)**	**$H_{5\%}$- $H_{95\%}$ (m)**	**L (km)**	**Ig (m/ km)**	**Relief**
SB1	1162,5	1080	82,5	2,66	31,015	Assez modéré
SB2	1232,5	1077,5	155	4,12	37,621	Assez modéré
SB3	1182,5	1062,5	120	5,2	23,077	Assez modéré
SB4	1150	1089	61	1,6	38,125	Assez modéré
SB5	1147,5	1090	57,5	1,93	29,793	Assez modéré

Remarque : toutes les valeurs de I_g sont comprises entre 0.02 et 0.05, donc tous les sous bassins représentes des reliefs Assez modérés.

- **La pente moyenne d'un bassin versant**

$$I_m = \frac{D \cdot L}{S} \text{ ..... (III.8)}$$

Avec :

- ✓ I_m : la pente moyenne exprimée en %.
- ✓ D : équidistance entre deux courbes de niveau en Km.
- ✓ L : la longueur totale des courbes de niveau exprimée en Km.
- ✓ S : la surface du bassin versant exprimée en Km^2.

Tableau III 10 : résultats du calcul des pentes moyennes des sous bassins

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
I_m(%)	2.564	2.951	2.151	4.276	1.875

d) Les longueurs caractéristiques d'un bassin versant

Un bassin versant est caractérisé par les longueurs suivantes :

- **La longueur d'un bassin versant**

Du fait que cette longueur n'a aucune utilité pour les calculs, elle n'est pas calculée.

- **La longueur du cours d'eau principal**

D'après le plan topographique les longueurs des cours d'eau principaux sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III 11 : les longueurs des cours d'eau principales

L'oued	Oued1	Oued2	Oued3	Oued4	Oued5
L(Km)	1,95	3,05	3,72	1,52	0,8

2.4. Les caractéristiques des écoulements dans les bassins versants

2.4.1.Réseau hydrographique

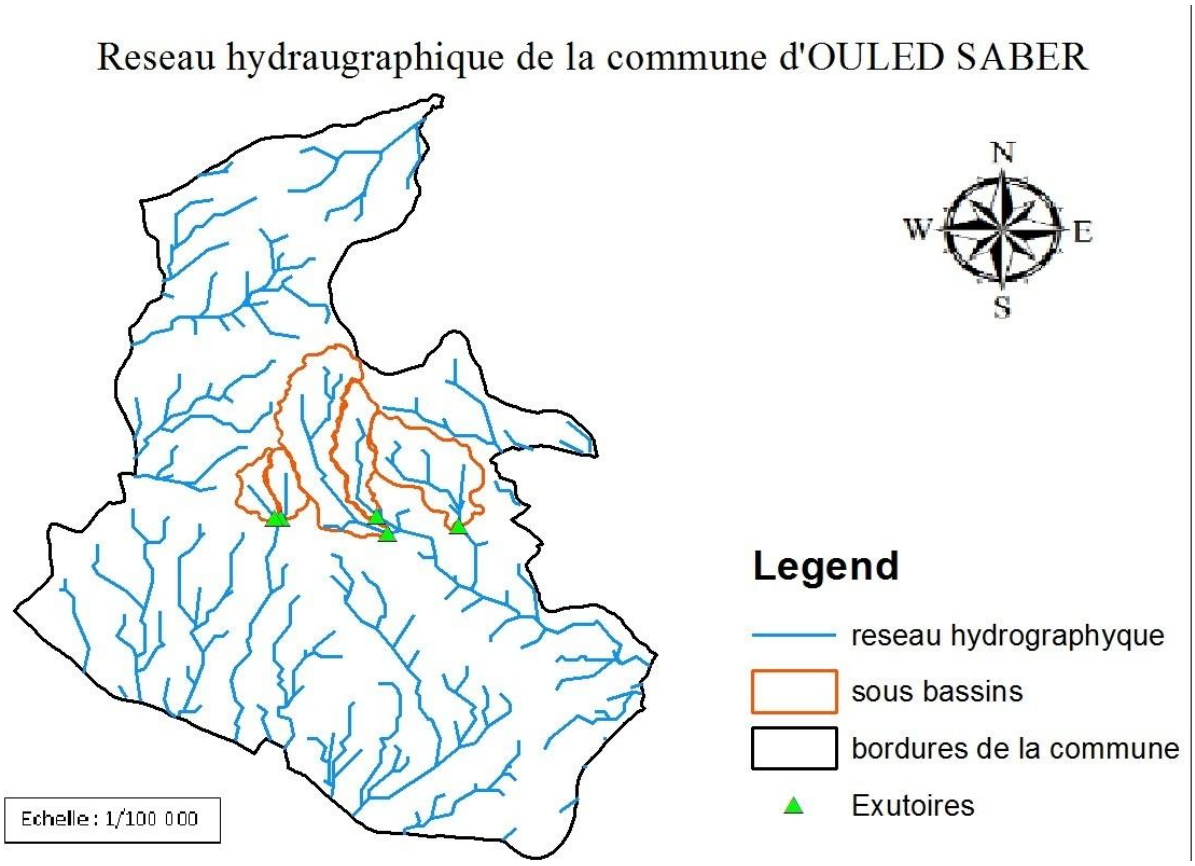

Figure III 7 : réseau hydrographique de la commune d'Ouled saber

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est du à quatre facteurs principaux :

- **La géologie :** par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion.
- **Le climat :** le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et en tend à disparaître dans les régions désertiques.
- **La pente du terrain :** détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- **La présence humaine :**

Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

La classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- ✓ Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre 1.
- ✓ Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordres différents prend l'ordre le plus élevé des deux.
- ✓ L'ordre du cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de 1. Un bassin versant à l'ordre le plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

a) La densité de drainage

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin, à la surface totale S. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité de chevelure hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km / Km^2.

$$\mathbf{D_d = \frac{\sum L_i}{S}} \text{ ….. (III.9)}$$

Avec :

- ✓ **D_d :** densité de drainage [km/km²] ;
- ✓ **L_i:** longueur du cours d'eau [km] ;
- ✓ **S :** surface du bassin versant [km²].

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 12 : La densité de drainage pour les sous bassins versants

Sous bassin	**$\sum L_i$ [km]**	**S_i [km²]**	**D_d [km/km²]**
SB1	2,65	2,11	1,26
SB2	3,05	3,11	0,98
SB3	4,4	4,27	1,03
SB4	1,52	0,87	1,75
SB5	0,8	0,82	0,98

b) La densité hydrographique

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \text{ …… (III.10)}$$

Avec :

- ✓ **F :** densité hydrographique [km^{-2}].

- ✓ **N_i :** nombre de cours d'eau.
- ✓ **S :** superficie du bassin [km²].

Tableau III 13 : résultats du calcul des densités hydrographiques

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
F(Km^{-2})	1.42	0.64	0.7	1.15	1.22

c) Le coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$C_t=D_d.F \quad \ldots\ldots(III.11)$$

Ou :

- ✓ D_d : densité de drainage.
- ✓ F : densité hydrographique.

Tableau III 14 : résultats du calcul des coefficients de torrentialité

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
C_t	1.79	0.63	0.72	2.01	1.2

2.4.2.Le temps de concentration

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

- ✓ **T_h :** Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- ✓ **T_r :** Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- ✓ **T_a :** Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration **T_c** est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a)) \ldots\ldots (III.12)$$

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

- **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad \text{..... (III.13)}$$

S : Surface du bassin versant en [Km^2] ;

L : longueur du talweg principal en [Km];

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

Tableau III 15 : Les temps de concentration Calculés Pour les Sous bassins versants par la formule de GIANDOTTI

Sous bassin	S (km^2)	L(km)	H_{moy}(m)	H_{min}(m)	Tc Giandotti(h)
SB1	2,11	1,95	1116,36	1065	1,52
SB2	3,11	3,05	1148,28	1060	1,55
SB3	4,27	3,72	1108,89	1040	2,09
SB4	0,87	1,52	1111,51	1075	1,24
SB5	0,82	0,8	1109,67	1075	1,02

- **Formule de CALIFORNIA**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \quad \text{..... (III.14)}$$

- ✓ **L :** longueur du talweg principal en [Km];
- ✓ **H_{moy}, H_{min} :** respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

Tableau III 16 : Les temps de concentration calculés pour le sous bassins versants par la formule de CALIFORNIA.

Sous bassin	H_{max}(m)	L[km]	H_{min}(m)	Tc California(h)
SB1	1170	1,95	1065	1,07
SB2	1265	3,05	1060	3,16
SB3	1230	3,72	1040	5,91
SB4	1155	1,52	1075	0,56
SB5	1155	0,8	1075	0,08

➢ **Formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.1147 \bullet L_p^{0.77} \bullet I_{moy}^{-0.385} \text{.....(III.15)}$$

- ✓ **L_p :** longueur du talweg principal en [m]
- ✓ **I_{moy} :** pente moyenne du cours d'eau principal (m/m)

Tableau III 17 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants par la formule de KIRPICH

sous bassin	L_p (m)	I_{moy} (%)	T_c (min)	T_c (h)
SB1	1950	2.56	**27.27**	**0.45**
SB2	3050	2.95	**36.44**	**0.61**
SB3	3720	2.15	**47.96**	**0.80**
SB4	1520	4.28	**18.47**	**0.31**
SB5	800	1.88	**15.47**	**0.26**

➢ **Formule Espagnole**

$$T_c = 0.126\left[\frac{L_p}{I_{moy}^{0.25}}\right]^{0.76} \text{ ..... (III.16)}$$

- ✓ **L_p :** longueur du talweg principal en [Km]
- ✓ **I_{moy} :** pente moyenne du cours d'eau principal (m/m)

Tableau III 18 : Les temps de concentration calculés pour les sous bassins versants par la formule Espagnole

sous bassin	L_p (m)	I_{moy} (m/m)	Tc (h)
SB1	1.95	0.0256	**0.42**
SB2	3.05	0.0295	**0.57**
SB3	3.72	0.0215	**0.71**
SB4	1.52	0.0428	**0.32**
SB5	0.8	0.0188	**0.23**

2.4.3.Les pentes moyennes des cours d'eau

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influe sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment

utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{…… (III.17)}$$

Avec :

- ✓ **P_{moy}** : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;
- ✓ **ΔH** : dénivellation entre deux points suffisamment distants [m] ;
- ✓ **ΔL** : longueur du cours d'eau principal [km].

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 19 : La pente moyenne des cours d'eau principaux

Sous bassin	**ΔH [m]**	**L[km]**	**Pmoy [m/km]**
SB1	50	1,95	25,64
SB2	90	3,05	29,51
SB3	80	3,72	21,51
SB4	65	1,52	42,76
SB5	15	0,8	18,75

2.4.4. Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad \text{….. (III.18)}$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III 20 : La vitesse de ruissellement dans les sous Bassins versants

Sous bassin	**L[km]**	**Tc California(h)**	**Vr(km/h)**
SB1	1,95	1,07	1,82
SB2	3,05	3,16	0,97
SB3	3,72	5,91	0,63
SB4	1,52	0,56	2,71
SB5	0,8	0,08	10,00

3. Etude des précipitations

En Algérie, les inondations découlent principalement après la provenance d'un évènement pluvieux extrême ; ce qui nous pousse à faire une étude des pluies maximales journalières afin d'aboutir aux pluies extrêmes suivant différentes périodes de retour et ainsi faire le calcul des pluies de courtes durée.
On a choisi de travailler directement sur les données de mesure du poste de Fermatou (150610) pour son emplacement qu'on estime assez proche de la zone d'étude, et ayant des données complètes et consécutives sur une longue période.

Tableau III 21 : Coordonnées de la station pluviométrique de Fermatou

Code	Source	Coordonnées			Années	N
		X(km)	Y(km)	Z(m)		
150601	A.N.R.H	742	328,6	1030	1978-2009	31

3.1. Pluie maximale journalière

3.1.1. Estimation des pluies maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

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

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

Tableau III 22 : Série des pluies maximales journalières de la station de Fermatou

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	$P_{max,j}$(mm)
1978	0	6,8	2,9	1	4,9	10,5	15,9	24,6	2,8	10,1	2	0,8	24,6
1979	14,9	0	25,3	30,2	9,9	12	101	7,6	11,5	0	0	0	101
1980	6	3	12	34,4	6,1	6,1	15,9	7	6	25,6	0	17,4	34,4
1981	11,7	12,4	9,7	18	39,4	13,9	33,4	38,2	14,5	12,2	0	8	39,4
1982	20	24,5	9,5	13	3,1	5	6	15,5	12	2,8	7,5	20,4	24,5
1984	4	28	7	23,2	20	8	20	15,3	17	0,6	23,9	0,3	28
1985	18,6	16,8	12,2	10,3	11	12,5	20,6	11,6	13,3	20,7	6,5	7,5	20,7
1986	6	13,5	16,8	11,9	7,8	16,7	7,5	5,9	28,1	0	8,7	3,4	28,1
1987	5,4	14,9	15,4	13,1	4	1,9	8,6	29,6	19,4	9,8	7,5	1,1	29,6
1988	10,3	1	11,4	31,1	12,1	25,4	12,6	18,4	23,2	22,6	17,8	10,2	31,1
1989	19,6	5,6	4,8	4,4	8,1	0	7	29,9	29,1	6,9	5,6	9,3	29,9
1990	13,9	1,6	29,6	21,4	3,6	12,3	32	14,3	41,5	2,7	21,8	6	41,5
1991	10,8	27,5	11,7	9,6	26,1	13,6	7,2	27,2	31,1	18,2	16,4	2,6	31,1
1992	26	10,4	13,6	42,8	45,7	10,1	12,1	8,8	21,3	2,8	1,2	16,6	45,7
1993	15,6	5,7	12	21,2	9,9	28,1	9,9	16,7	2,9	0	14,6	5,2	28,1
1994	22,7	21,3	5,3	9,9	21,6	17,6	17,5	15,5	1,6	13,2	0,6	0,7	22,7
1995	8,6	17,8	6,3	16	17,8	43,5	14,7	17,9	31,2	24,8	1,8	8,9	43,5
1996	5,3	8,3	8,3	4,8	13,7	11,7	7,7	4,7	13,8	18,1	9,2	8,6	18,2
1997	15,3	15,7	31,2	15,1	6,6	13	5,8	28,2	17,5	10,6	0	4,2	31,2
1998	50,3	7,4	40,1	19	12,6	13,6	5,5	6,8	2,7	7,5	1,7	1,9	50,3
1999	22,2	9,3	8,6	30,2	8,5	4,2	6,3	7,5	16,9	2,7	0	6,8	30,2
2000	17,8	9,2	6,2	15,3	26,3	9,6	4,6	6,7	7,4	0	0	0,7	26,3
2001	22,2	2,4	11,3	2,1	9,1	25,3	19,1	5,7	10,6	0	8,6	0	25,3
2002	3,8	3,5	39,1	71,6	28,6	8,2	21,8	30,3	20,8	26,8	16,5	22,1	71,6
2003	3,9	13,1	9,6	38,7	18,3	8,7	21,6	17,3	19,6	6,7	0,8	24,8	38,7
2004	13,8	14,1	40,8	61,1	18,2	13,1	12,7	15,5	0,8	23,5	1,8	3,1	61,1
2005	7,8	1,9	28,9	17,7	18,6	13,9	5	22,2	26,1	1,7	2,2	2	28,9
2006	33,4	0,3	1,2	26,7	3,9	11,9	17	17,6	5,9	10,7	0	0,6	33,4
2007	10,4	9,5	4,2	7,8	9,3	7,8	17,5	13,7	18,4	4,7	6,8	7,8	18,4
2008	13,6	38	7,8	12,4	29	8,7	20,9	22,8	1,5	5,7	9,4	0	38
2009	18,6	5,5	19,4	12,1	12,3	13,9	22,5	13,2	21,9	20,8	3,6	4,6	22,5

3.1.2. Les caractéristiques de la série pluviométrique

Les caractéristiques de la série sont déterminées à l'aide du logiciel « HYFRAN » :

Nombre de données [n] :	31
Minimum :	18.20
Maximum :	101.0
Moyenne :	35.42
Écart-type :	16.97
Médiane :	30.20
Coefficient de variation [Cv] :	0.4792
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	2.387
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	8.181

Figure III 8 : caractéristiques de série pluviométrique (31 ans)

3.2. Ajustement de la série des pluies annuelles et maximales journalières enregistrée à la station de Fermatou

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel «HYFRAN» disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.
Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, on doit choisir la méthode d'estimation la plus efficace et cela dépend de :

- ✓La loi de probabilité.
- ✓La taille de l'échantillon.
- ✓Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- ✓La loi de GUMBEL (droite de HENRY).
- ✓La loi de log-normale (droite de GALTON).

3.2.1. Ajustement suivant la loi de GUMBEL

Tableau III 23 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	97.03	10.5	76.45 - 117.6
100	0.99	74.27	7.295	59.97 - 88.57
50	0.98	67.38	6.339	54.95 - 79.81
20	0.95	58.19	5.084	48.22 - 68.16
10	0.9	51.09	4.143	42.97 - 59.21
5	0.8	43.69	3.213	37.39 - 49.99
2	0.5	32.51	2.071	28.45 - 36.57

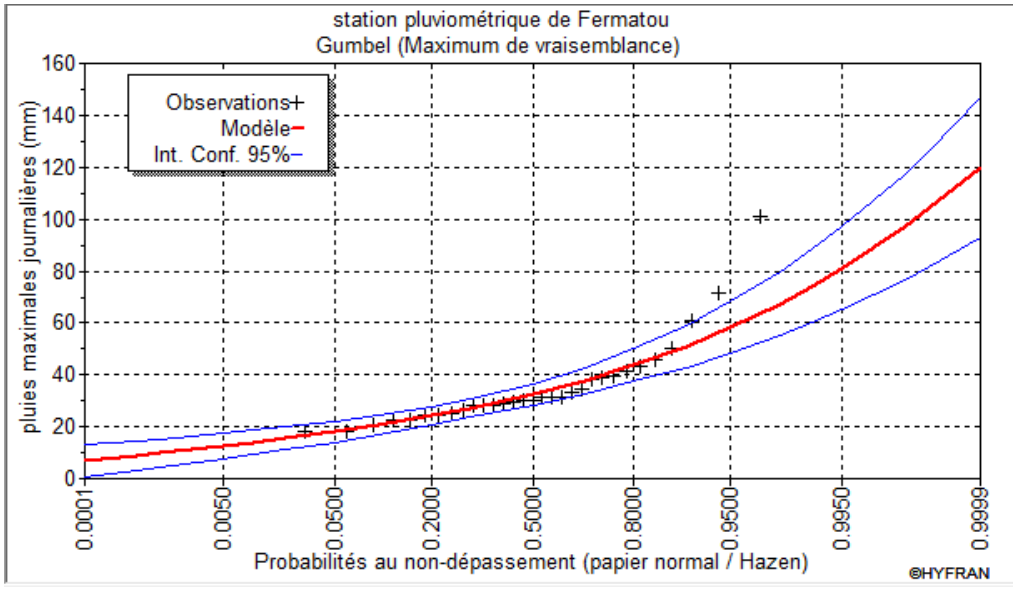

Figure III 9 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		31
Minimum :	Aucun	18.20
Maximum :	Aucun	101.0
Moyenne :	34.59	35.42
Écart-type :	12.65	16.97
Médiane :	32.51	30.20
Coefficient de variation [Cv] :	0.3658	0.4792
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.140	2.387
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.400	8.181

Figure III 10 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

3.2.2. Ajustement suivant la loi log-Normale

Tableau III 24 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	106.1	17.68	71.44 - 140.8
100	0.99	79.33	10.57	58.60 - 100.1
50	0.98	71.5	8.723	54.40 - 88.60
20	0.95	61.19	6.482	48.48 - 73.90
10	0.9	53.28	4.956	43.56 - 62.99
5	0.8	45.05	3.602	37.99 - 52.11
2	0.5	32.7	2.237	28.31 - 37.09

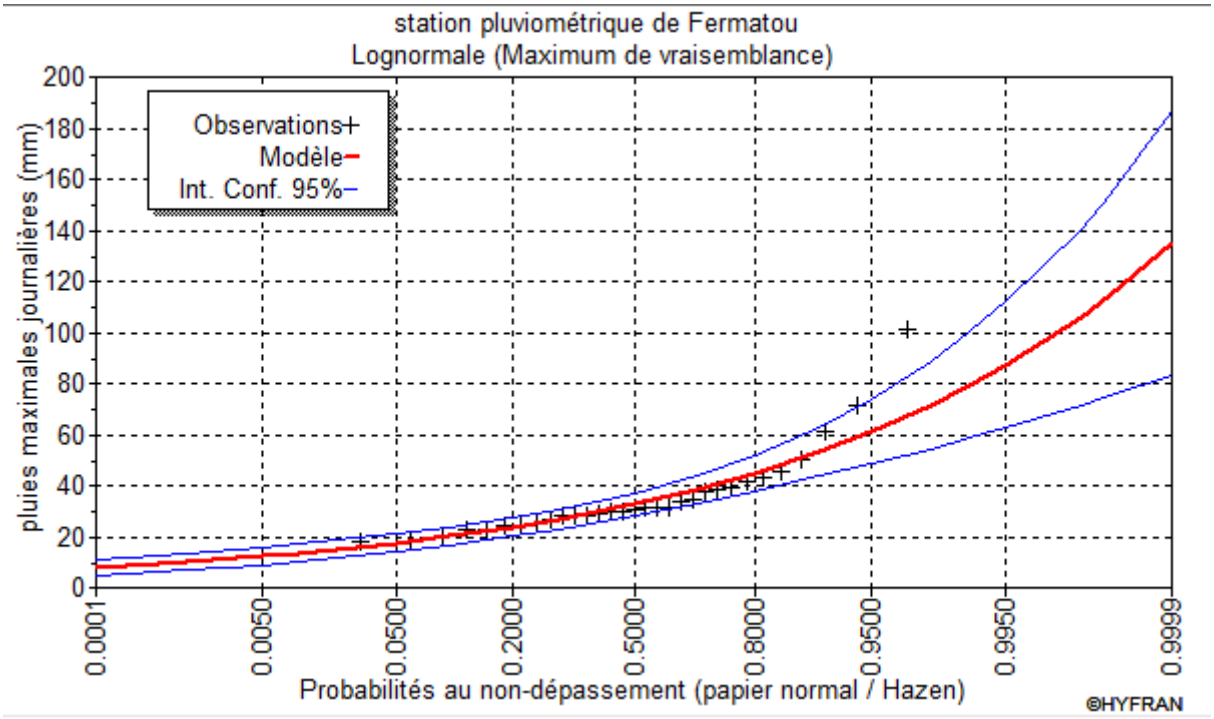

Figure III 11 : Représentation graphique de la loi Log-normal.

	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		31
Minimum :	0.000	18.20
Maximum :	Aucun	101.0
Moyenne :	35.16	35.42
Écart-type :	13.89	16.97
Médiane :	32.70	30.20
Coefficient de variation [Cv] :	0.3951	0.4792
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.247	2.387
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	5.887	8.181

Figure III 12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.

3.2.3. Choix de la loi d'ajustement

✓ **Interprétation des graphiques**

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

✓ **Test d'adéquation du χ^2(Pearson)**

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

Tableau III 25 : Comparaison des caractéristiques des lois.

Lois statistiques	Degré de liberté	P-value	$\chi^2_{calculer}$	$\chi^2_{théorique}$
Gumbel	5	0.4706	3.55	9.4887
log-normale	5	0.4706	3.55	9.4887

On a $\chi^2_{calculer} < \chi^2_{théorique}$ donc les deux lois s'ajuste avec notre série mais on opte pour la loi qui donne le maximum des Pjmax donc la loi de Gumbel.

4. Etude des apports

Comme nous ne disposons pas de données hydrométriques sur les cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisés les formules empiriques les plus employées en Algérie.

4.1Apports liquides

Il existe de nombreuses formules pour l'estimation des apports moyens annuels, parmi les quelles :

❖ **Formule de SAMIE**

L'expérience a montré que la relation simple s'ajuste convenablement pour l'apport moyen annuel des petits bassins en donnant la pluie efficace :

$$L_e = P^2.(293 - 2.2\sqrt{S}) \text{ ….. (III.21)}$$

$$A = L_e.S \text{ ….. (III.22)}$$

Où :

P : précipitations moyennes interannuelles en m.

S : Superficie du Bassin versant. En Km².

❖ **Formule dite 'Algérienne'**

$$L_e = P.\left(1 - 10^{-KP^2}\right).10^3 \text{ ….. (III.23)}$$

Où :

$$k = 0.18 - 0.01 * \log(S) \text{ ….. (III.24)}$$

P : précipitation moyenne interannuelle en m.

❖ **Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89)**

$$L_e = 720.\left(\frac{P-150}{1000}\right)^{1.85} \text{ ….. (III.25)}$$

$$A = L_e . S \text{ ….. (III.26)}$$

Où :

A : Apport moyen annuel en Hm^3

P : Précipitation moyenne antre annuel en mm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III 26 : apports liquides et lames d'eau écoulées

Sous bassin	Lame d'eau écoulée en mm		
	SAMIE	ANRH	ALGERIENNE
SB1	48.023	58.35	26.98
SB2	47.92	58.35	26.95
SB3	47.81	58.35	26.94
SB4	48.22	58.35	27.039
SB5	48.23	58.35	27.039
Sous bassin	Apports moyens en Hm^3		
	SAMIE	ANRH	ALGERIENNE
SB1	0.101	0.123	0.057
SB2	0.149	0.181	0.084
SB3	0.204	0.249	0.115
SB4	0.042	0.051	0.024
SB5	0.0395	0.048	0.022

D'après les résultats obtenus, on remarque que la formule de SAMIE est la plus proche de la moyenne des trois formules. Donc on l'utilise pour la suite des calculs.

4.2Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement**

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \text{ ….. (III.27)}$$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes.

$M_e = 539.07\ l/s$(III.31)

Tableau III 27 : module d'écoulement pour chaque sous bassin

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
M_e (L/s)	3.2	4.72	6.47	1.33	0.698

❖ **Module de l'écoulement relatif**

On a: $$M_0 = \frac{Me}{S} \text{ …… (III.28)}$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km^2).

Tableau III 28 : modules d'écoulement relatifs

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
M_0 (L/s/Km^2)	1.52	1.52	1.52	1.53	0.85

❖ **Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \text{ ….. (III.29)}$$

Tableau III 29 : coefficients de ruissèlement

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
C_e	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12

❖ **Coefficient de variation**

Pour le calcule du coefficient de variation C_v, en absence d'une série d'observation, on doit avoir recours aux formules empiriques.

➢ **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = 0.89 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S+1) \text{ ….. (III.30)}$$

Avec :

✓ M_0 : module d'écoulement relatif.

➢ **Formule d'OURKGUIP ROVODKHOZ**

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{-0.127}} \text{ ….. (III.31)}$$

➢ **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \text{ ….. (III.32)}$$

Tableau III 30 : coefficients de variation avec les différentes formules

Formule	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
SOKOLOVSKY	0.806	0.799	0.798	0.84	0.916
OURKGUIP ROVODKHOZ	0.738	0.738	0.738	0.739	0.686
KRISTEKLY MENKEL	0.709	0.692	0.679	0.746	0.878
C_{vmoy}	0.751	0.743	0.738	0.775	0.826

5. Etude des crues

a. Estimation du débit de crue

Le débit de crue est la caractéristique hydrologique qui permet le dimensionnement de différents ouvrages hydrotechniques.

Par manque de stations hydrométriques et de jaugeage de débits aux niveaux des exutoires des sous bassins d'études, le bureau d'études a procédé pour le calcul de ce paramètre « débit de crue », par les formules empiriques suivantes :

➢ **Formule de C.SAMIE**

$$Q_{max} = \frac{Pjmax \text{ x } S \text{ x } Cr \text{ x } 10^3 \text{ x } Ka}{86400} \text{ ….. (III.33)}$$

Avec

Qmax= débit maximal à une fréquence donnée en M^3/s.

Pjmax=Pluie maximale journalière à la même fréquence (en mm).

Cr= coefficient de ruissellement adimensionnel, pour un sol argileux gras et sol

S : superficie du bassin versant (en Km^2).

Ka = coefficient d'amortissement de la crue égale à 0.8.

Les résultats sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 31 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins.

Sous bassin	**S[km²]**	**Pj max**	**Cr**	Ka	Qmax
SB1	2,11	79,3	0,80	0,8	1,24
SB2	3,11	79,3	0,80	0,8	1,83
SB3	4,27	79,3	0,80	0,8	2,51
SB4	0,87	79,3	0,80	0,8	0,51
SB5	0,82	79,3	0,80	0,8	0,48

- **Formule de TURAZZA**

$$Q_{max} = \frac{C \times S \times P_{tc}}{3.6 \times Tc} \text{ ….. (III.34)}$$

C : coefficient d'écoulement.

S : superficie (Km^2)

Tc : temps de concentration (en heure)

Ptc : la pluie maximale de même fréquence pendant le temps de concentration.

Avec :

F = 0.1% C = 0.90.

F = 1% C = 0.80.

F =2% C = 0.75

F = 5% C = 0.70

F = 10% C = 0.65

Sachant que : It (mm/h) = Ptc /Tc …..(III.35)

$$Q_{max} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \text{ ….. (III.36)}$$

Calcul de Ptc

$$Q_{max} = p_{j\,max} (T_c / 24)^b \text{ ….. (III.37)}$$

Dans la quelle :

b : est l'exposant climatique, (b = 0.35).

Tc : est le temps de concentration.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau III 32 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins par TURAZZA

Sous bassin	**S[km²]**	**Pj max**	**Tc**	Ptc	C	**Qmax**
SB1	2,11	79,3	1,07	26,70	0,80	11,70
SB2	3,11	79,3	3,16	39,00	0,80	8,53
SB3	4,27	79,3	5,91	48,56	0,80	7,80
SB4	0,87	79,3	0,56	21,28	0,80	7,35
SB5	0,82	79,3	0,08	10,77	0,80	24,54

- **Formule de SOKOLOVSKY**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :é

$$Q_{max_{P\%}} = 0.28\frac{(X_{P\%tc} - H_0)\cdot \alpha_{P\%}\cdot S\cdot f}{t_m = t_c} \quad \text{..... (III.38)}$$

αp% : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{X_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \quad \text{..... (III.39)}$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

Tc : Temps de concentration du bassin versant en h

Xp%, tc : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps tc.

H_0 : pertes initiales en mm, Au nord de l'Algérie H_0 =7 mm

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad \text{..... (III.40)}$$

Pour S < 50 Km^2 on a γ = 2

Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a γ = (2 ÷ 2.5)

Pour bassin boisé, sol perméable on a γ = (3 ÷ 4)

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

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

Les débits de crues des bassins versants par la formule de Sokolovsky sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III 33 : Les débits maximums pour les différentes sous bassins par Sokolovsky

Sous bassin	**S[km²]**	**Pj max**	**Tc**	Ptc	H0	**Alpha**	f	Qmax(m3/s)
SB1	2,11	79,3	1,07	26,70	7,00	0,54	1,2	7,07
SB2	3,11	79,3	3,16	39,00	7,00	0,54	1,2	5,73
SB3	4,27	79,3	5,91	48,56	7,00	0,54	1,2	5,47
SB4	0,87	79,3	0,56	21,28	7,00	0,54	1,2	4,04
SB5	0,82	79,3	0,08	10,77	7,00	0,54	1,2	7,04

L'analyse des résultats nous permet d'avancer ce qui suit :

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de TURAZZA sont plus grands par rapport aux valeurs données par les formules de SAMIE et SOKOLOVSKY.

Du moment que l'objectif de cette étude est la protection contre les inondations ; autrement dit, une protection des biens publics et privés et les équipements. Ainsi et pour des raisons de sécurité des ouvrages à projeter, nous optons pour les plus grandes valeurs que peut atteindre le débit de crue, et de là nous adoptons les résultats obtenus par la formule de TURAZZA.

b. Hydrogramme de crue

Détermination des hydrogrammes des crues probables par la méthode de Sokolovski, L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{T}{T_m}\right)^2 \text{.....(III.41)}$$

Tm=Tc : Temps de montée.

b) Pour le temps de décrue

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^3 \ldots\ldots \text{(III.42)}$$

Qm: Débit instantané de la montée (m3/s).

Qd: Débit instantané de la décrue (m3/s).

tm: Temps de la montée de la crue en heures.

td : Temps de la décrue en heures.

Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

tm = tc (pour les petits bassins versants), avec tc qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

td= δ*tm.

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III 34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	**Valeur de δ**
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

0n prend δ=2.5

Tableau III 35 : récapitulation des résultats obtenus pour T_m, T_d et T_b

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5
Tm = Tc (h)	1,07	3,16	5,91	0,56	0,08
Td (h)	2.68	7.9	14.78	1.4	0.2
Tb=Tm+Td	3.75	11.06	20.69	1.96	0.28

Après le calcul des débits à chaque instant, nous avons obtenu les hydrogrammes de crues représentés dans la figure suivante :

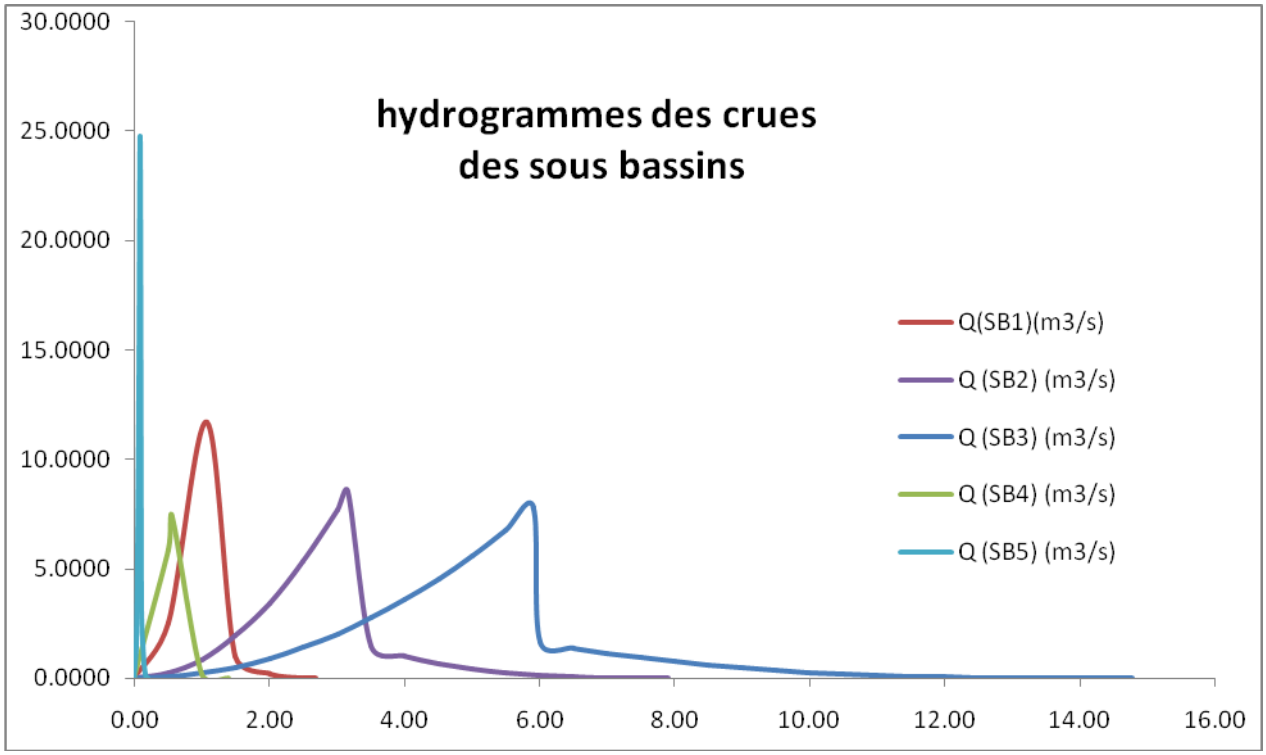

Figure III 13 : hydrogrammes des crues des sous bassins

6. Etude des apports solides

Les apports solides dépendent d'une part de l'étendue et du relief du bassin versant et d'autre part de la résistance du sol à l'érosion liée elle-même à :

- La couverture végétale.
- La nature géologique des roches.
- Le régime des pluies et des températures.

Pour l'estimation de l'apport solide nous allons avoir recours à deux méthodes :

6.1. Méthode de TIXERONT

Cette méthode repose sur la formule suivante :

$$T_a = \alpha \times L_e^{0.15}$$

Où :

- T_a : désigne la dégradation spécifique en T/Km^2/an.
- L_e : désigne le ruissellement moyen en m.

- α : désigne le coefficient de perméabilité fixé comme suit :

Tableau III 36 : Estimation du coefficient de perméabilité.

B.V à perméabilité élevée	α =8.5
B.V à perméabilité moyenne à élevée	α =75
B.V à perméabilité faible à moyenne	α =350
B.V à perméabilité faible	α =1400
B.V imperméable	α =3200

Dans notre cas on prend α =350, on aura alors :

Tableau III 37 : résultats de calculs du transport solide par la méthode de Tixeront

Sous bassin	Pmaxj(mm)	S (Km2)	A0 (Hm3)	Le(m)	Ta(T/Km^2/an)
1	0.0793	2.11	0.001906	0.000903304	122.3047
2	0.0793	3.11	0.002642	0.000849599	121.1854
3	0.0793	4.27	0.003451	0.000808096	120.2783
4	0.0793	0.87	0.000904	0.001039026	124.8999
5	0.0793	0.82	0.00086	0.001048788	125.0752

6.2. Méthode d'estimation au Nord algérien

$$Ds=328.624Q^{-0.234}S^{-0.197}$$

- Ds : le transport solide en (t/Km2/an).
- Q: Debit maximum (m^3/s)
- S : Surface du bassin versant (Km^2)

Tableau III 38 : résultats de calculs du transport solide par la méthode d'estimation au Nord algérien

Sous bassin	S (Km2)	Q(m3/s)	Ds(T/Km2/An)
1	2.11	11.7	159.5365
2	3.11	8.53	159.1415
3	4.27	7.8	152.6704
4	0.87	7.35	211.7887
5	0.82	24.54	161.6022

Conclusion

L'établissement de ce chapitre nous a conduit au calcul des caractéristiques des bassins versants qui influence les cours d'eau ainsi que l'estimation des débits de crue optimaux afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation des Oueds.

Les résultats obtenus des calculs effectués dans ce chapitre nous montrent que :

La série pluviométrique s'ajuste bien avec la loi Gumbel.

Les débits de crue optimaux sont estimés entre 7,35 et 24,54 m^3 /s.

Chapitre IV :
Etude topographique

Introduction

La topographique joue un rôle très important dans l'étude des aménagements, vu son influence considérable sur l'écoulement des eaux dans les oueds. Elle nous permet une reconnaissance approfondie des terrains et des pentes des profils en long. Comme elle nous donne un aperçu général sur le gabarit des différents tronçons des cours d'eau.

1. Topographie de la commune D'Ouled Saber

Dans cette partie nous allons traiter une image satellitaire obtenue à partir du site « www .usgs.gov », à l'aide du logiciel ArcGis pour réaliser quelques cartes, nous informant sur la topographie de la zone d'étude.

1.1.a) Le carte des altitudes et du relief

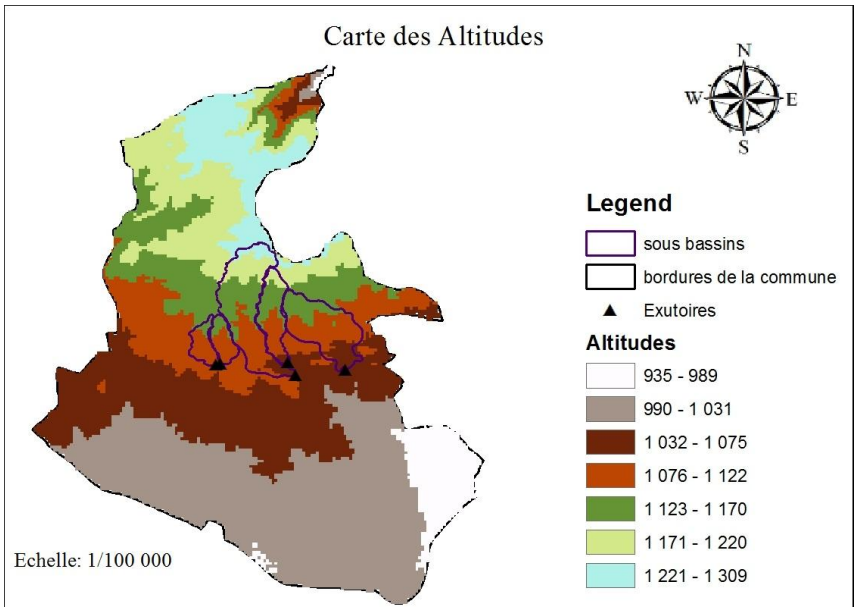

Figure IV 1 : carte des altitudes.

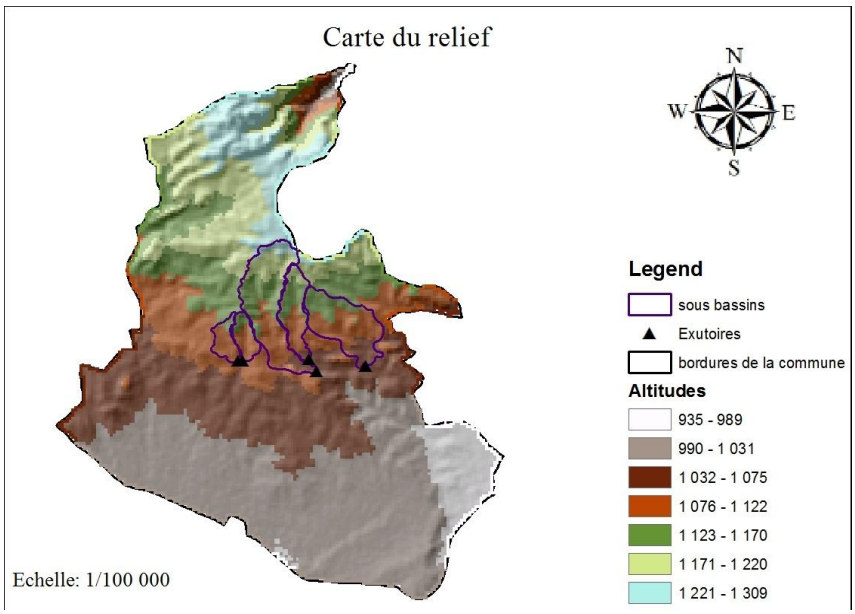

Figure IV 2 : carte du relief.

1.1.b) Interprétation : les deux cartes nous informent sur le relief et la variation des altitudes tel que :

- ✓ Le relief est de moins en moins fort en allant du nord au sud de la région.
- ✓ Les altitudes varient entre 935m et 1309m pour la commune, et entre 1032 et 1309 pour les sous bassins.

1.2.a) La carte des courbes de niveau

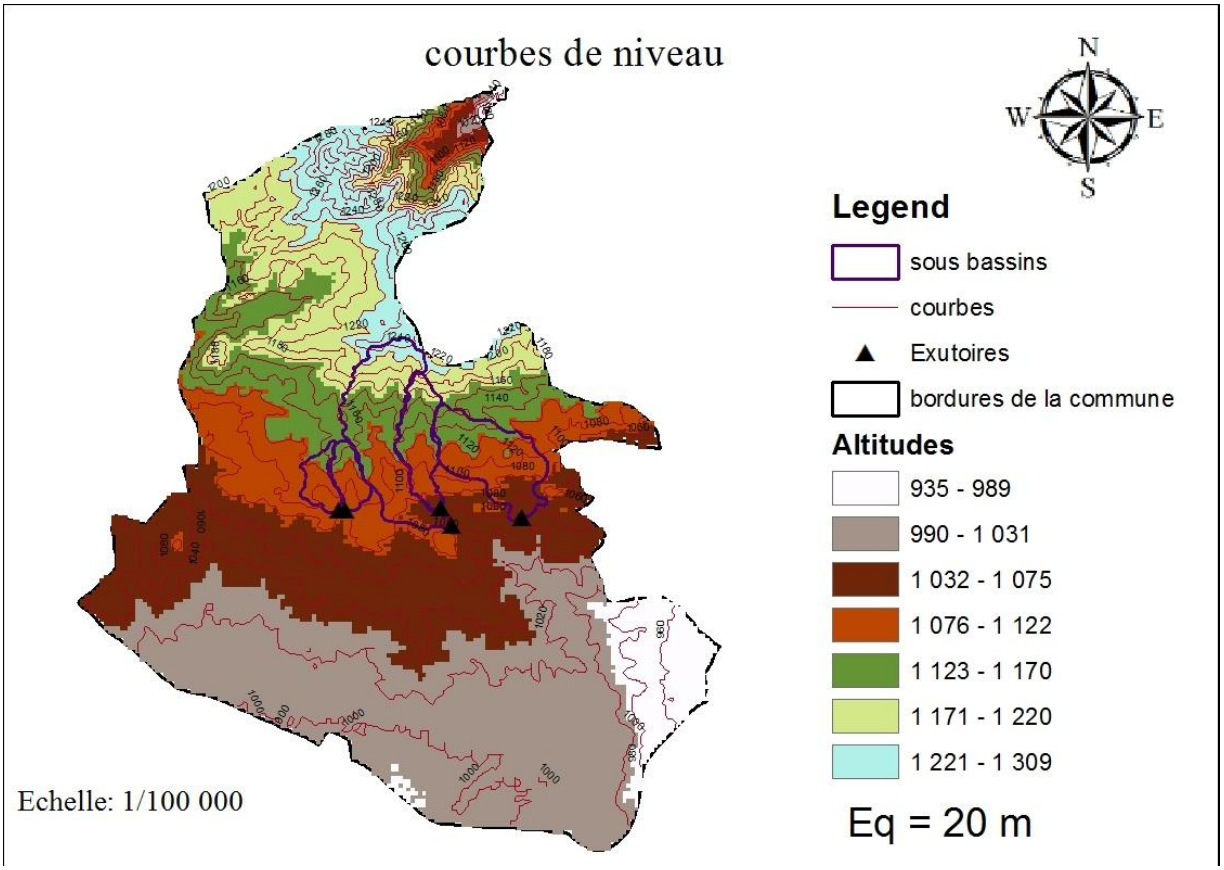

Figure IV 3 : carte des courbes de niveau.

1.2.b) Commentaire : cette carte nous a été d'une grande utilité dans l'étude hydrologique, elle nous a permis de déterminer les longueurs des courbes, les surfaces comprises entre les courbes…etc, que nous avons utilisées pour la détermination des caractéristiques des sous bassins (courbes hypsométriques, pentes… etc).

1.3.a) La carte des pentes et des directions des pentes

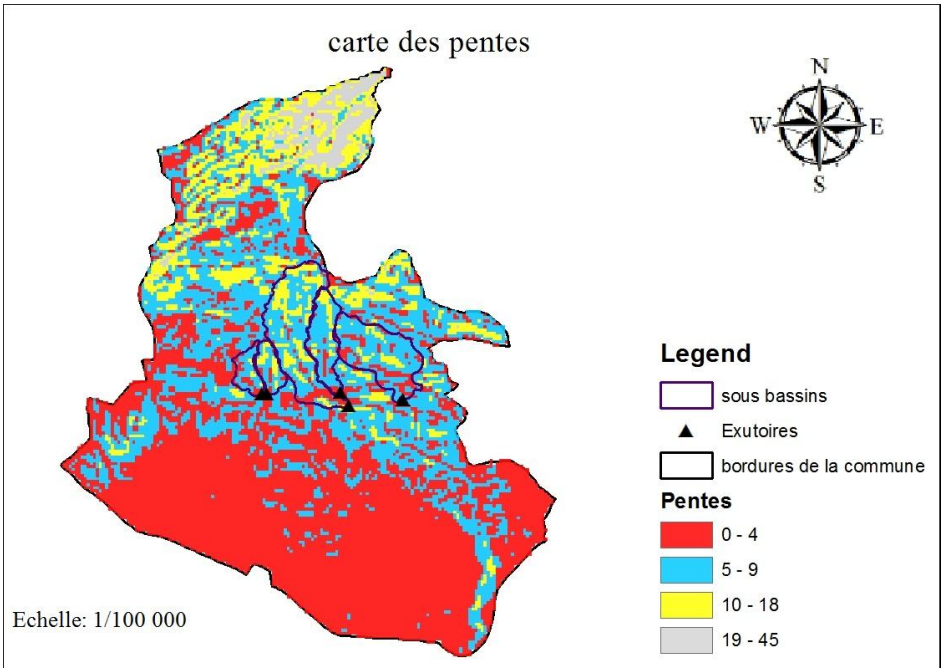

Figure IV 4 : cartes des pentes.

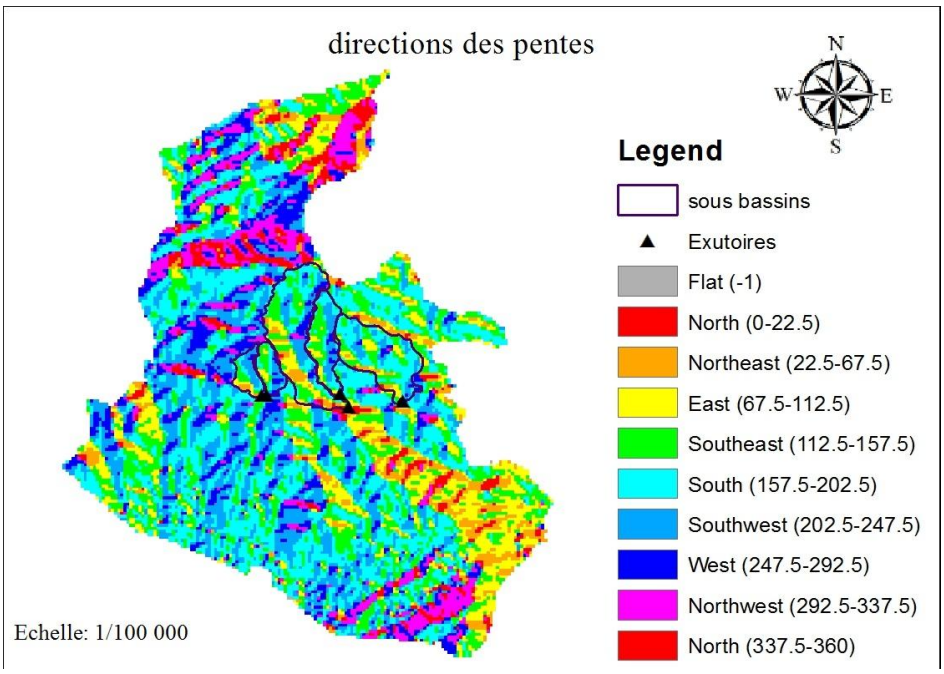

Figure IV 5 : carte des directions des pentes.

1.3.b) Commentaire : ces deux cartes nous informent sur la variation des pentes et leurs directions, ce qui nous donne une idée générale sur les directions des écoulements dans les sous bassins.

2. La topographie des oueds

2.1. Lits des cours d'eau

Les dimensions du lit d'un cours d'eau sont fortement liées au régime hydrologique, vu qu'il est généralement façonné par les eaux qu'il transporte. Il est constitué de trois parties :

- **Lit mineur**

Il représente la zone où les eaux s'écoulent en temps normal. Il est souvent délimité par une ripisylve.

- **Lit moyen**

Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve.

- **Lit majeur**

Il désigne le lit maximum d'occupation d'un cours d'eau, dans lequel l'écoulement ne s'effectue qu'en cas de crue.

2.2. Rive, Berge

On appelle berge le talus qui sépare le lit mineur du lit majeur. Tandis qu'on appelle rive le milieu géographique qui sépare le milieu aquatique du milieu terrestre. Cette dernière démarre du sommet de la berge et continue sur une partie plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

2.3. Ripisylve

On appelle ripisylve la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable foret alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Elle joue un rôle très important lors des crues ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique :

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

2.4. Alluvions et substratum

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

3. La géométrie des oueds (dans cette partie nous allons traiter uniquement l'oued 3) **:**

Lors d'un aménagement, la précision du calcul hydraulique repose sur la précision des données topographiques. Il est nécessaire de réaliser des profils en travers représentant le lit de l'oued en plusieurs sections pour décrire sa géométrie. Dans notre cas nous allons avoir

recours au logiciel HEC-Ras, nous permettant la représentation de plusieurs sections perpendiculaires à l'axe de l'écoulement.

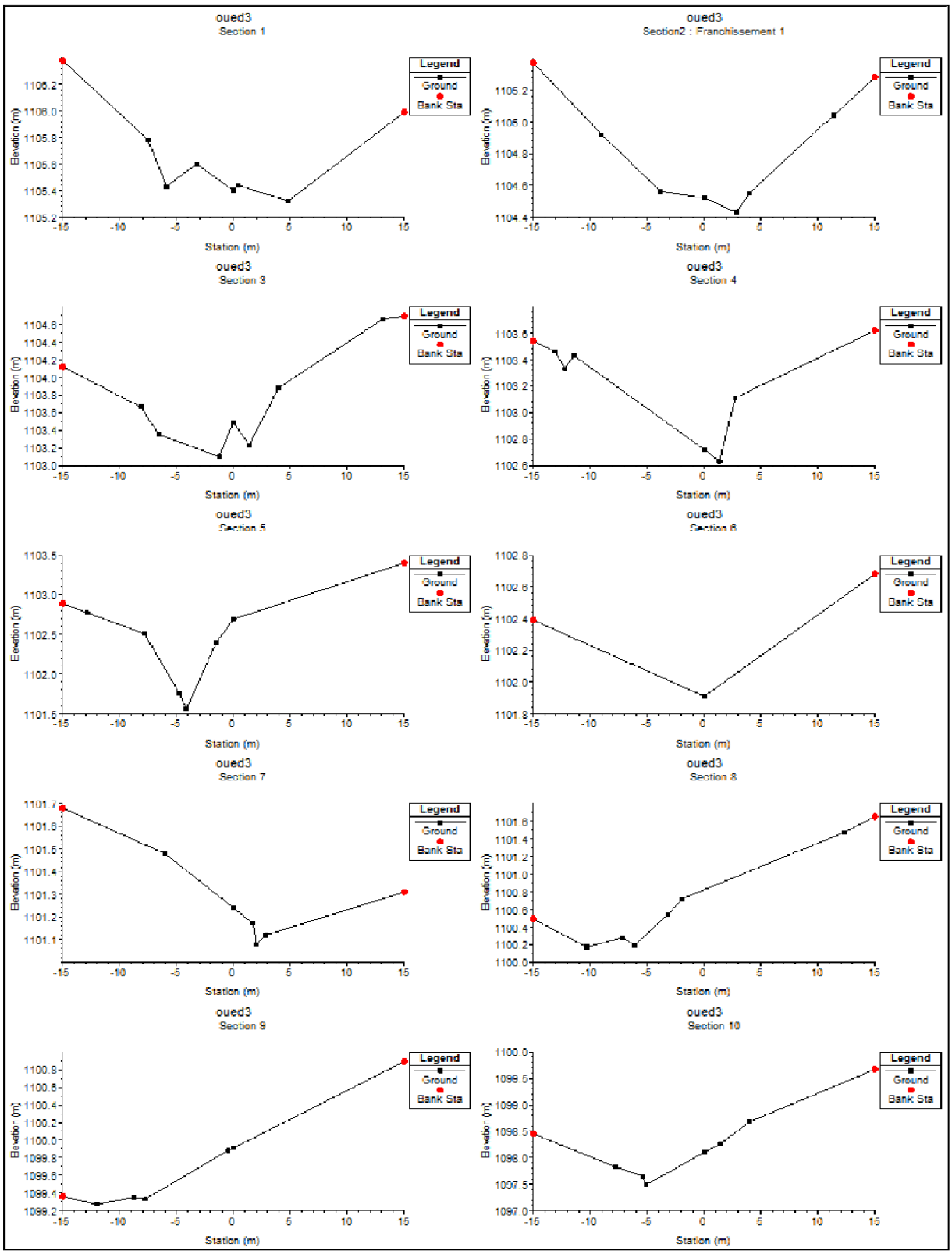

Figure IV 6 : Profils en travers (S1 à S10).

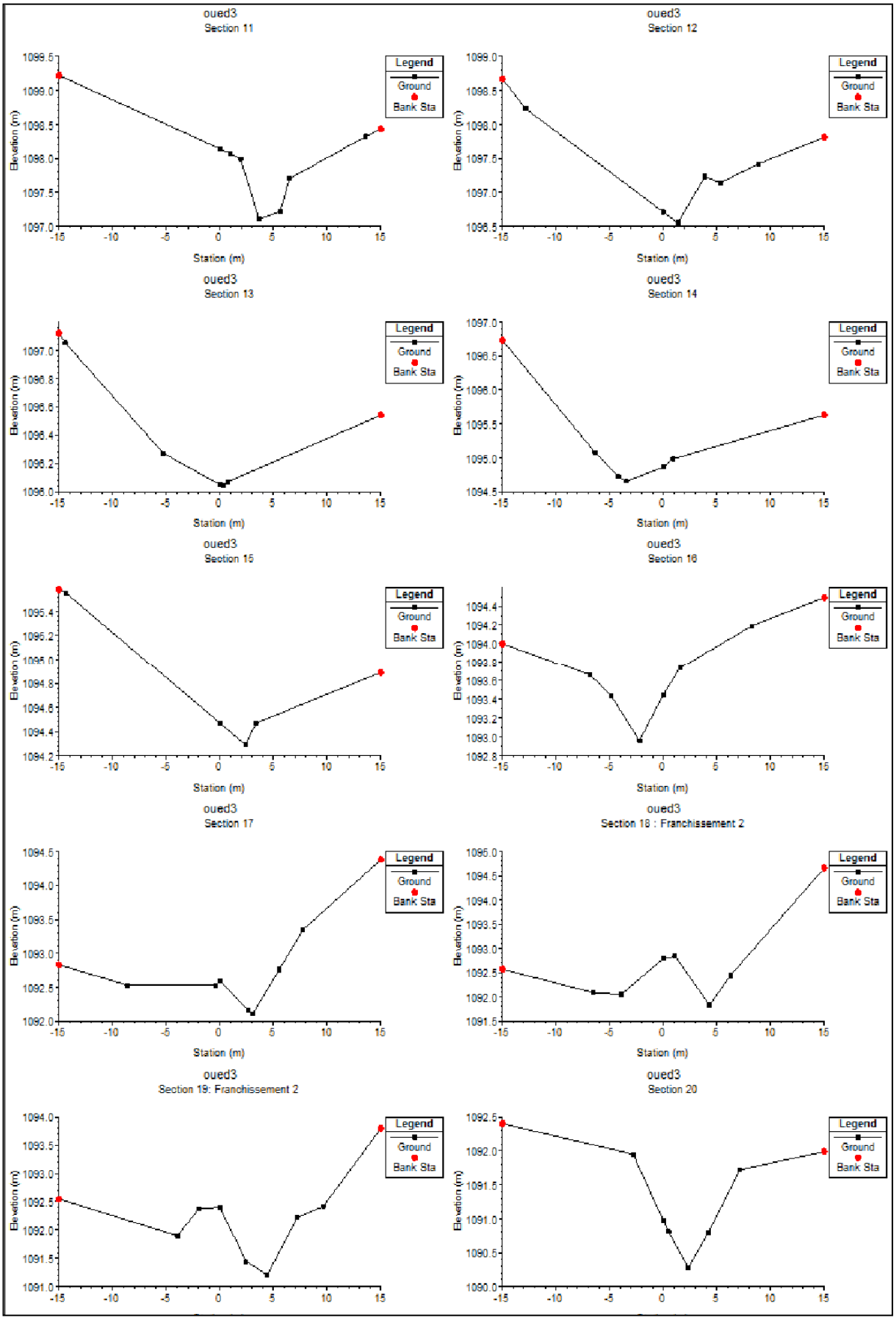

Figure IV 7 : Profils en travers (S11 à S20)

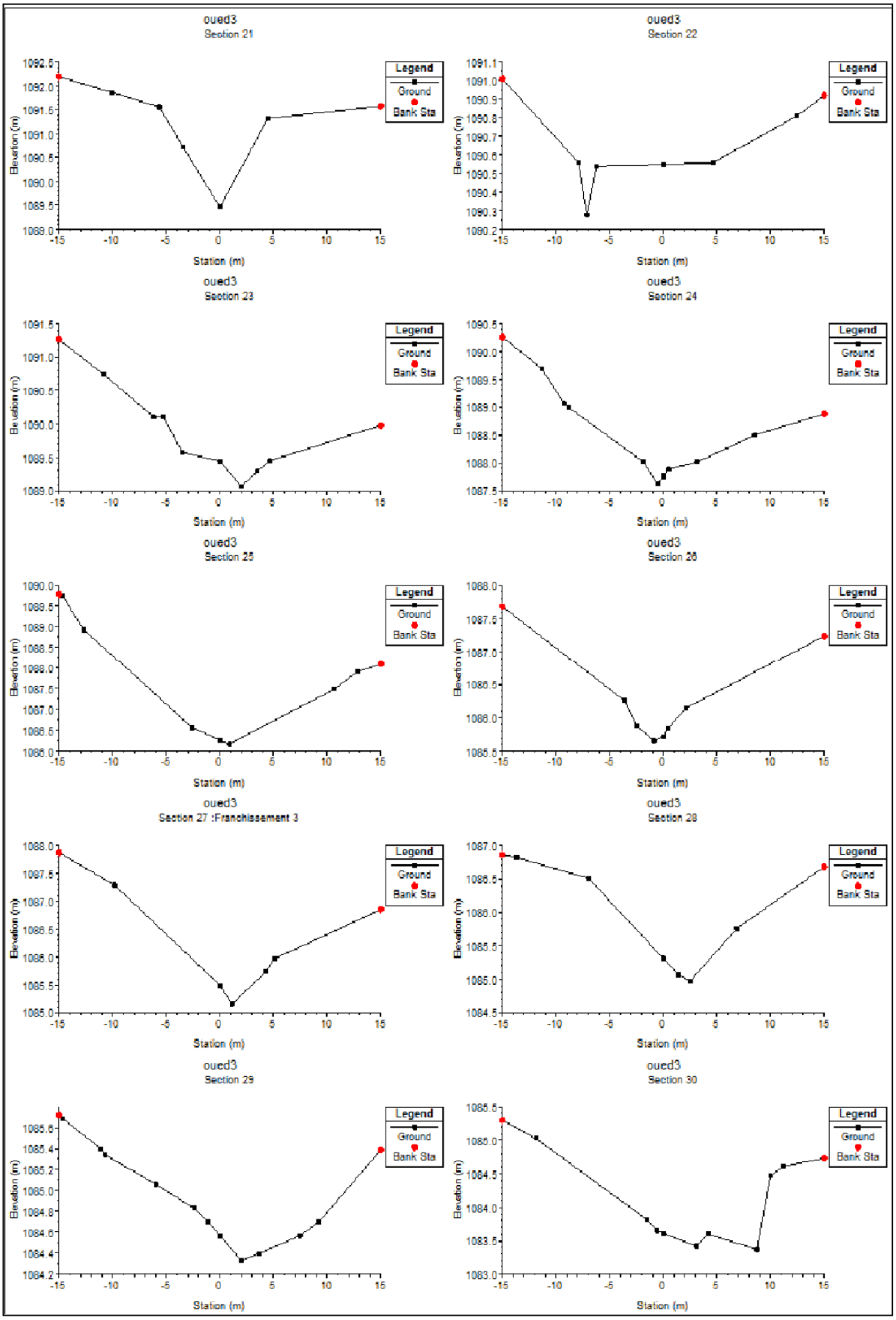

Figure IV 8 : Profils en travers (S21 à S30).

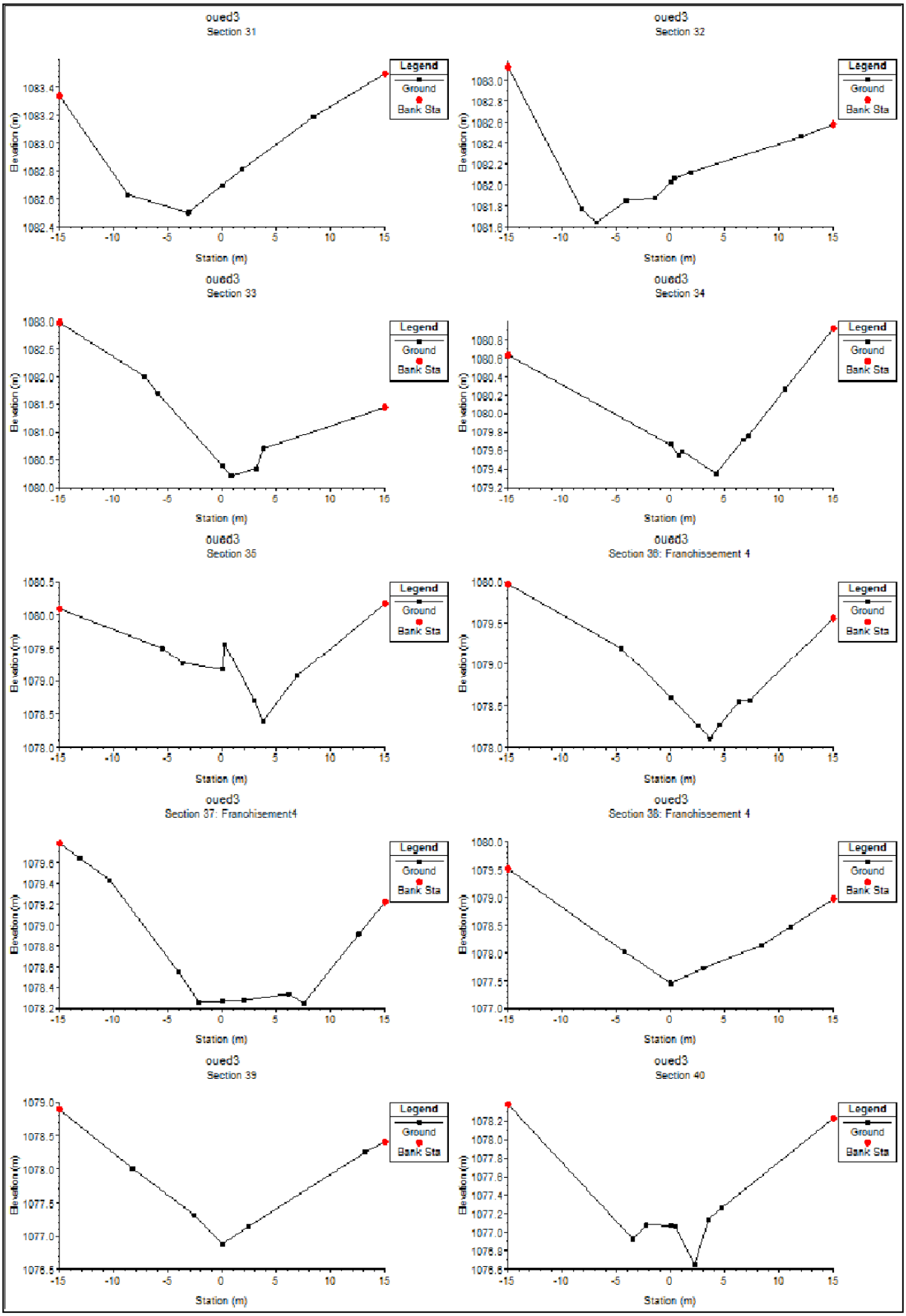

Figure IV 9 : Profils en travers (S31 à S40).

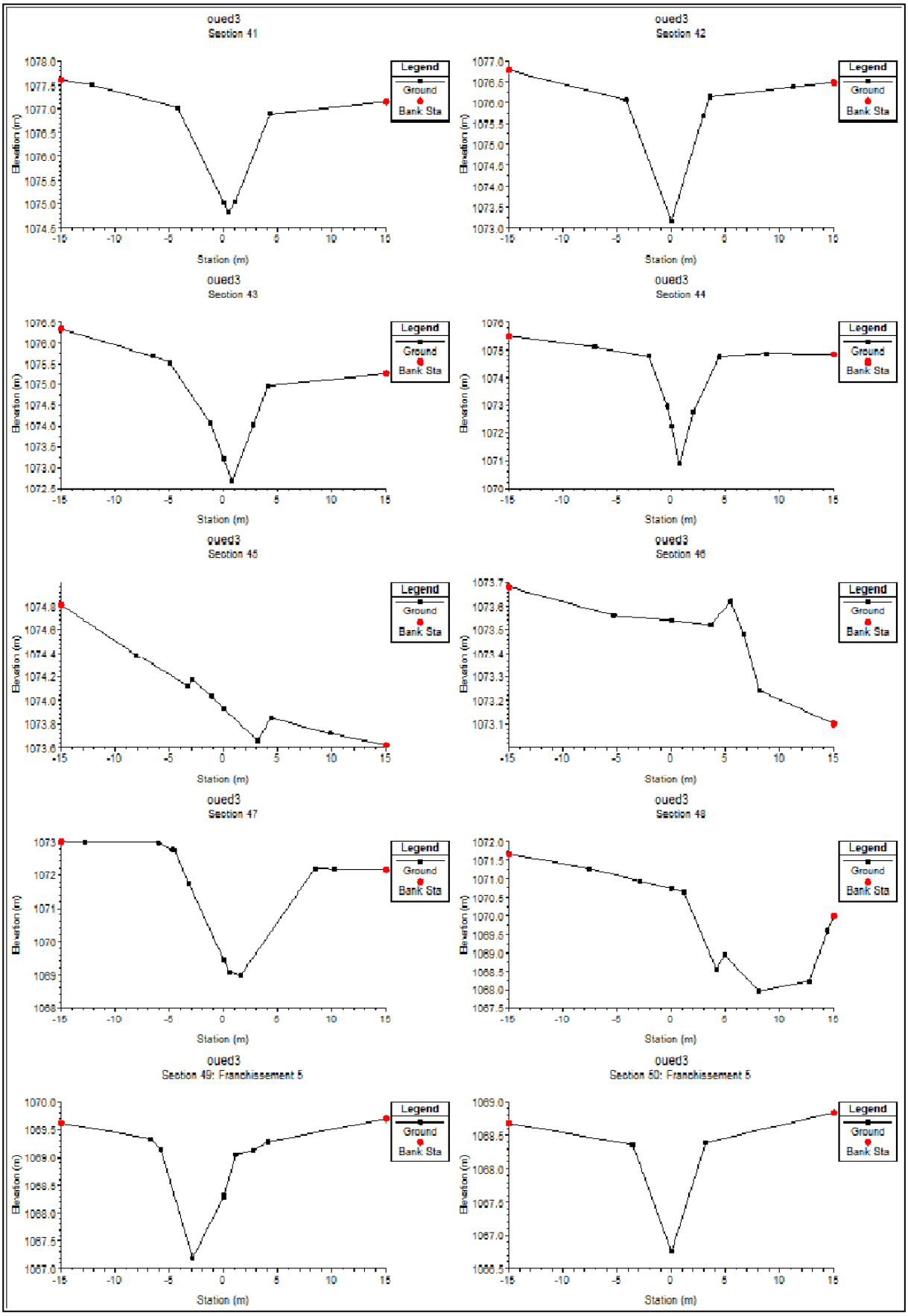

Figure IV 10 : Profils en travers (S41 à S50).

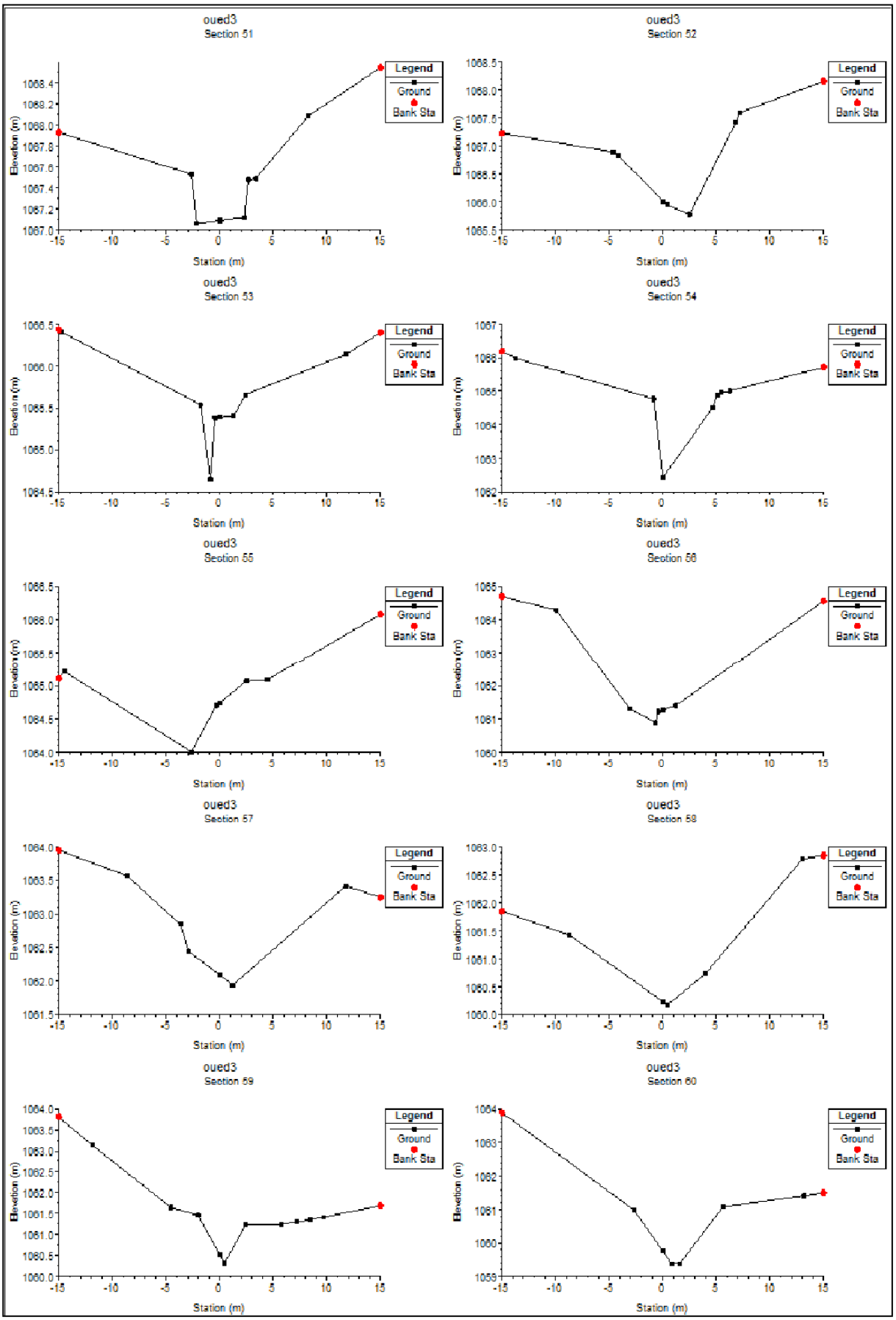

Figure IV 11 : Profils en travers (S51 à S60).

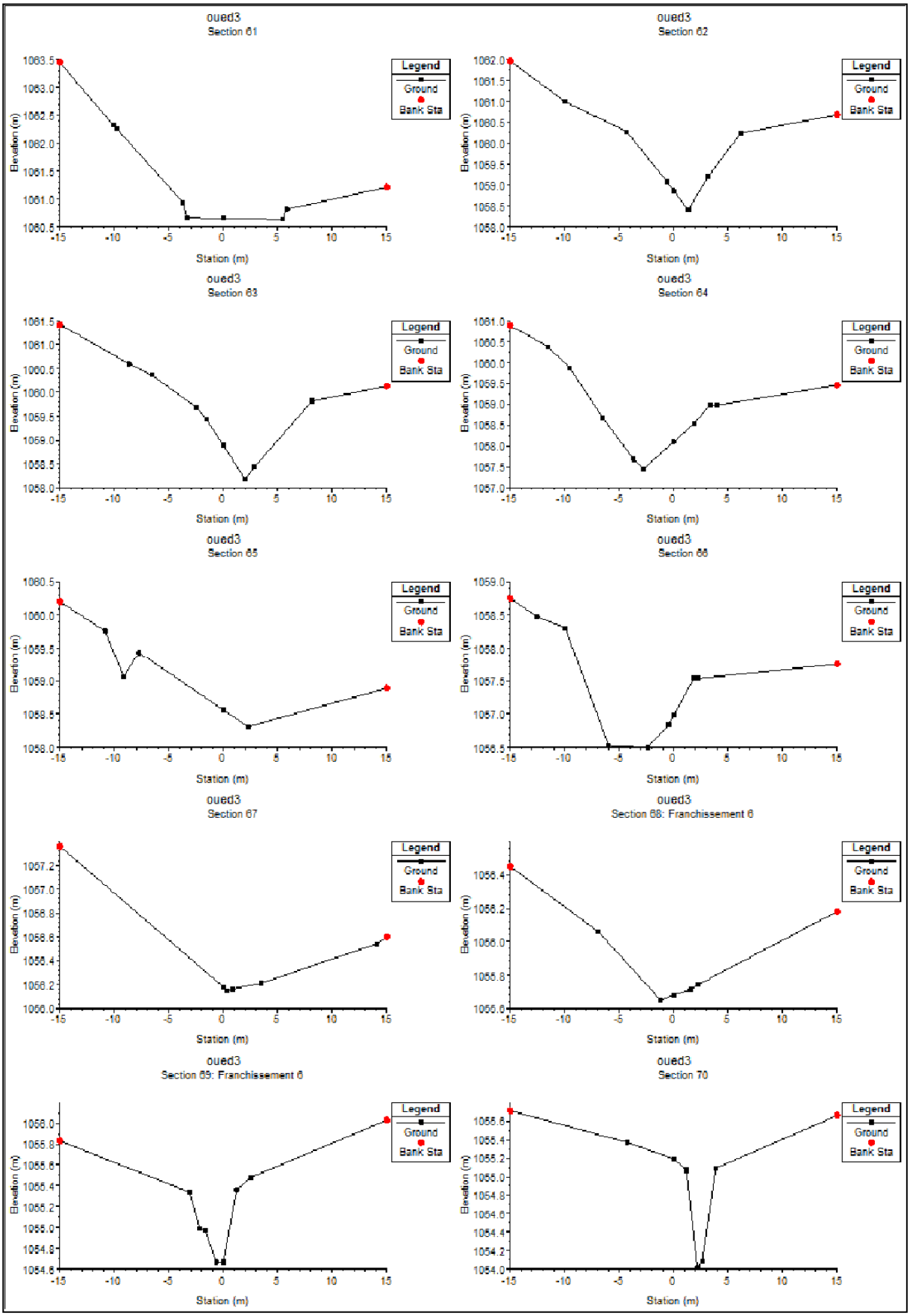

Figure IV 12 : Profils en travers (S61 à S70).

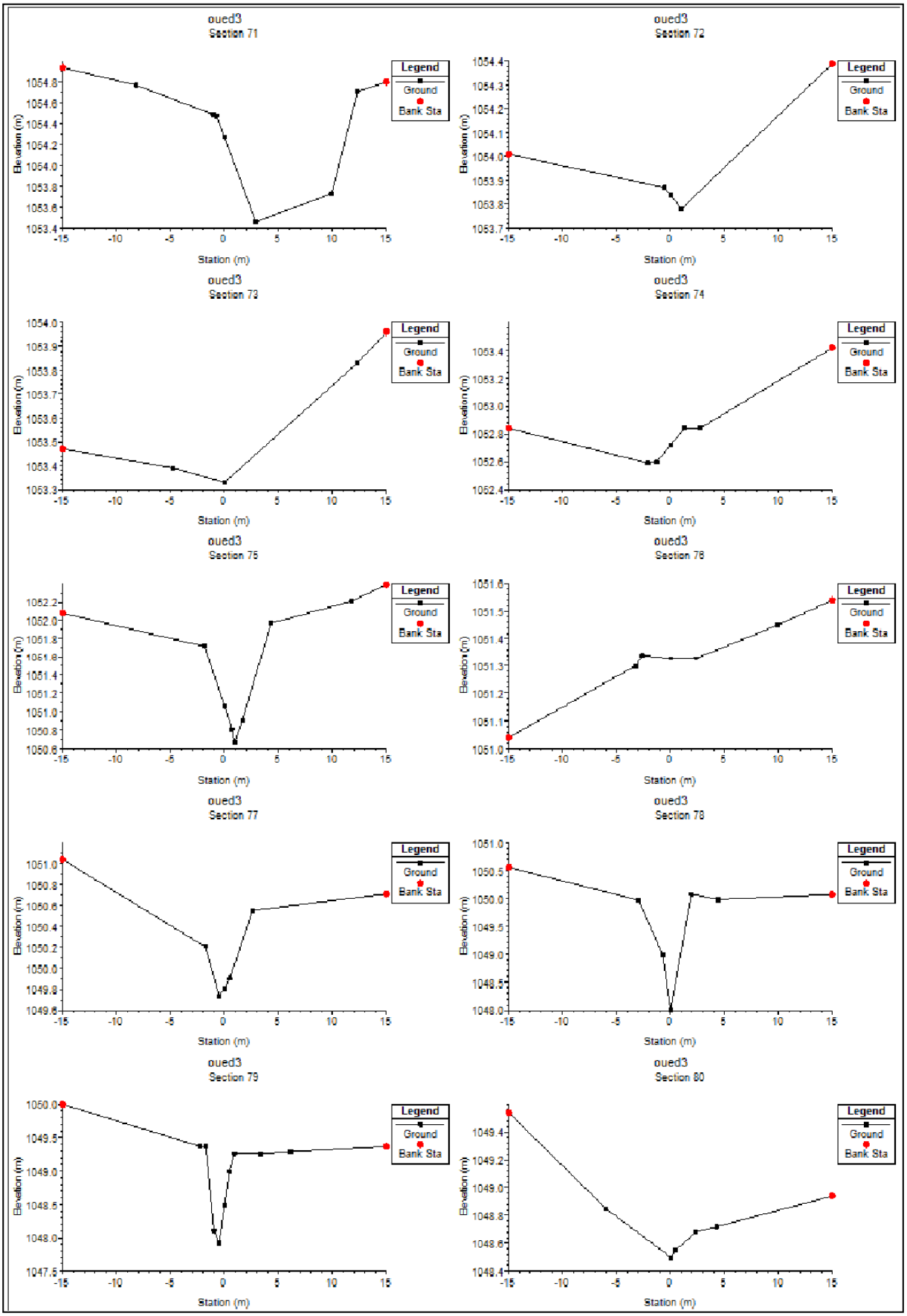

Figure IV 13 : Profils en travers (S71 à S80).

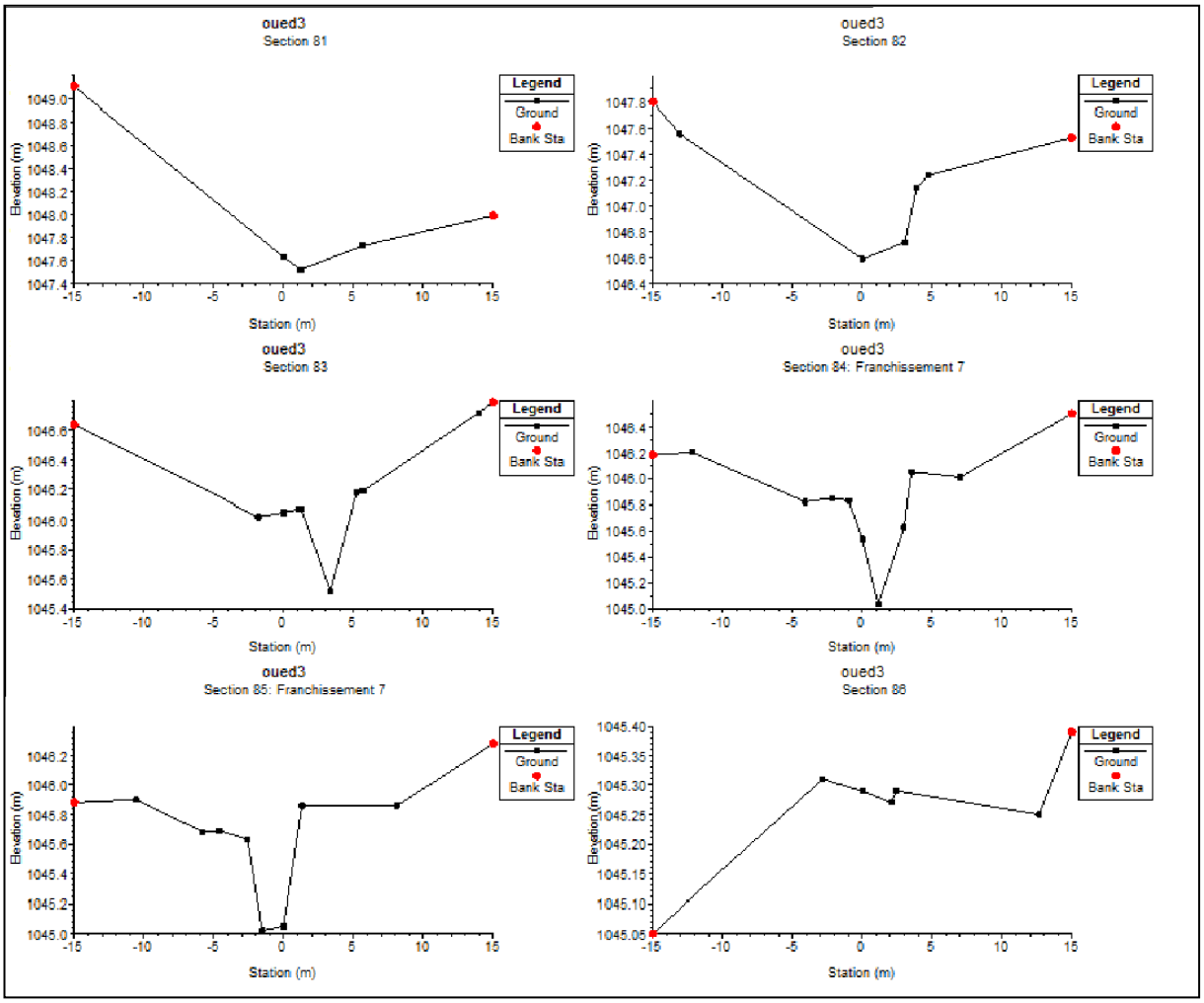

Figure IV 14 : Profils en travers (S81 à S86).

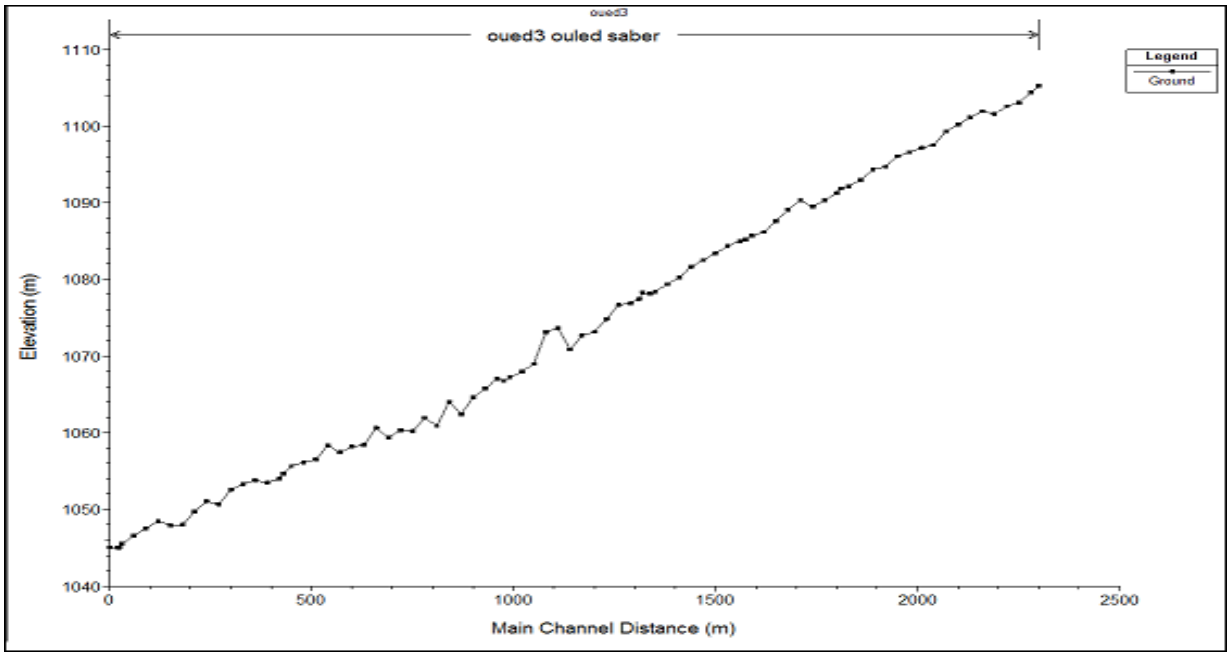

Figure IV 15 : Profil en long de l'oued.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'approfondir nos connaissances sur la topographie de la région d'Ouled Saber, ainsi que de réaliser les profils en long et en travers du lit de l'oued3, qui nous seront utiles pour reconnaitre la géométrie de l'oued et étudier l'écoulement à travers.

Chapitre V :

Calcul hydraulique

Introduction

Avant tout projet de protections contre les crues, une étude hydraulique est primordiale. Elle nous permet une analyse profonde des écoulements à travers les oueds et leurs fonctionnements. Afin d'assurer que les écoulements soient torrentiels et donc les eaux des cours d'eau ne vont pas déborder.

1. Ecoulements à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

1.1 Classification des écoulements [8]

Les écoulements à surface libre, peuvent êtres permanents ou non permanents.

1.1.1 Ecoulement permanent

On dit qu'un écoulement est permanent si l'ensemble de ses propriétés, en particulier le débit sont constants dans le temps. Il peut être :

- ✓ **Uniforme :** si la profondeur et la vitesse restent constantes tout au long de cet écoulement. Autrement dit, les propriétés géométriques et hydrauliques (pente, rugosité, largeur …) sont constantes.
- ✓ **Non uniforme :** dans ce cas là la vitesse et la profondeur varient en fonction du temps. On dit qu'il est graduellement varié ses propriétés représentes une faible variation, dans le cas contraire on dit qu'il est brusquement varié.

1.2 Caractéristiques géométriques des écoulements à surfaces libres

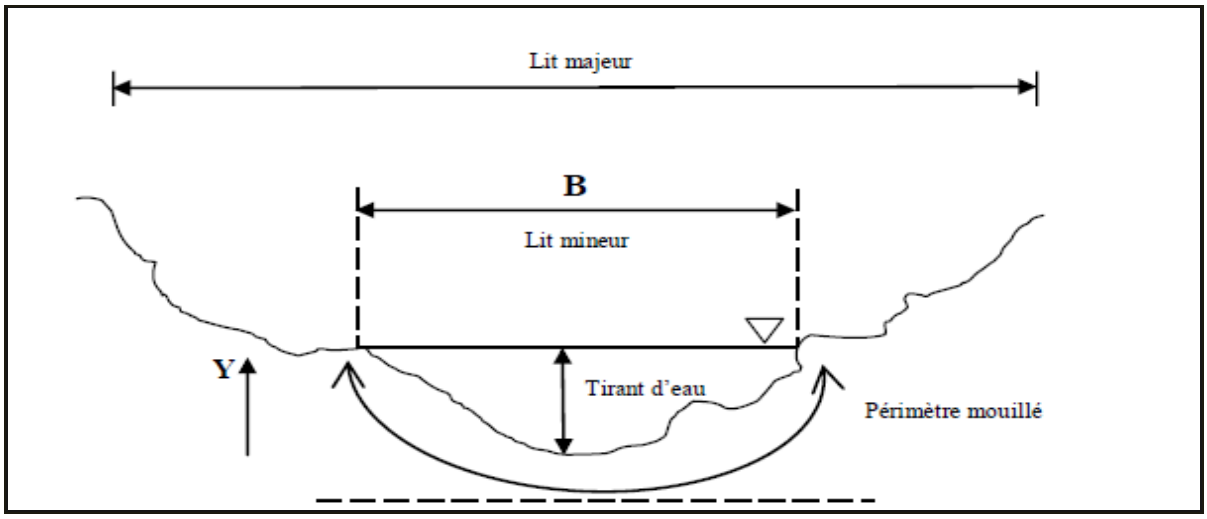

Figure V 1 : caractéristiques d'un lit d'oued.

A. Section mouillée d'un canal

Elle représente la partie de la section du canal limitée par ses parois et la surface libre.

B. Périmètre mouillé

Il représente la Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section mouillée moins la largeur au miroir.

C. Rayon hydraulique

Il représente le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé.

D. Profondeur ou tirant d'eau

Il représente la profondeur maximale sur une section perpendiculaire à l'écoulement.

E. Largeur au miroir

Elle représente la largeur de la section mouillée à la surface libre, elle appelée aussi la largeur au plan d'eau.

F. Largeur au radier

Elle représente la base du canal ou la largeur de la section mouillée au niveau du fond.

G. Pente d'un canal

Elle définit par la tangente de l'angle d'inclinaison du lit par rapport à l'horizontale.

H. Canal prismatique

On dit qu'un canal est prismatique si et seulement si la géométrie de celui-ci est constante dans sa direction longitudinale.

1.3 Equations d'énergie pour les écoulements à surface libre

1.3.1 Formulation générale

On partant du principe de conservation d'énergie dans les écoulements à surface libre, on a développé l'équation suivante : (démonstration disponible sur le site www.grr.ulaval.ca)

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \ldots.(V-1)$$

Ou : α est coefficient de correction qui tient compte de non uniformité de la vitesse dans une section donnée.

1.3.2 Ecoulement uniforme

Un écoulement est dit uniforme si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La section d'écoulement est prismatique et l'écoulement est permanent.
- ✓ La profondeur de l'écoulement et sa vitesse sont constantes le long du canal.

Il existe plusieurs formules pour relier la perte de charge unitaire aux propriétés de l'écoulement en régime uniforme. La formule souvent utilisée est celle de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R_H^{\frac{2}{3}} \cdot S_f^{\frac{1}{2}} .....(V-2)$$

Puisque $V = \frac{Q}{A} ....(V-3)$

$$Q = \frac{A}{n} R_H^{\frac{2}{3}} \cdot S_f^{\frac{1}{2}} .....(V-4)$$

Où : V : vitesse moyenne de l'écoulement en m/s.

S_f : pente de la ligne de charge en m/m

R_H : rayon hydraulique en m.

n : coefficient de Manning qui dépend de la nature des surfaces des parois.

1.4 Notion d'énergie spécifique [8]

1.4.1 Définition

L'énergie spécifique représente l'énergie totale amputée de l'énergie potentielle (Z=0). Elle est définie par la relation suivante :

$$E = Y + \frac{V^2}{2g} .....(V-5)$$

Compte tenu que : V=Q/A, la relation devient :

$$E = Y + \frac{Q^2}{2gA^2} .....(V-6)$$

Comme A est fonction de la profondeur, on peut dire E=E(Y) pour un débit fixe donné.

1.4.2 Divers régimes d'écoulement

D'après la figure représentant les régimes d'écoulement dans les canaux, on remarque pour une énergie spécifique donnée E, il existe deux profondeurs possibles Y_1 et Y_2, pour transporter le même débit Q.

L'écoulement se fait avec l'une des profondeurs ou l'autre, selon la rugosité et la pente du canal.

On voit aussi que pour assurer un débit donné Q, l'écoulement requiert une énergie minimale E_{min} à laquelle correspond une profondeur critique Y_c et une vitesse critique V_c.

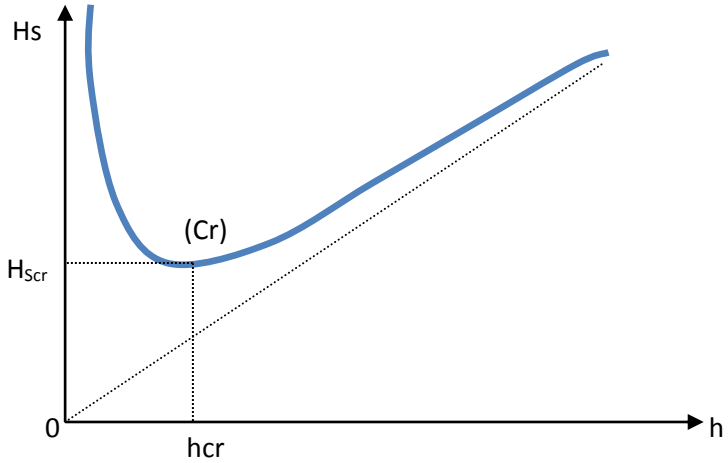

Figure V 2 : Energie spécifique en fonction de profondeur.

L'énergie spécifique est minimale lorsque :

$$\frac{dE}{dY} = 0.....(V-7)$$

En remplaçant l'énergie par son expression on obtient :

$$\frac{dE}{dY} = 1 + \frac{Q^2}{2g}\frac{d}{dY}\left(A^{-2}\right) = 0.....(V-8)$$

Soit encore :

$$\frac{dE}{dY} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dY} = 0.....(V-9)$$

Comme par définition dA /dY= B, B étant la largeur au plan d'eau du canal, on obtient la relation suivante :

Le nombre de Froude « Fr » est un nombre sans dimensions défini par : $\frac{Q^2 B}{gA^3} = 1.....(V-10)$

$$F_r^2 = \frac{BQ^2}{gA^3}.....(V-11)$$

Comme dE/dY= 1-Fr^2, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ L'écoulement est fluvial quand F_r <1 ; dE/dY>0.
- ✓ L'écoulement est critique quand F_r=1.
- ✓ L'écoulement est torrentiel quand F_r>1 ; dE/dY<0.

1.4.3 Interprétation de l'écoulement critique

La courbe de variation de l'énergie spécifique en fonction de la profondeur montre qu'au voisinage de l'écoulement critique petite variation de l'énergie provoque une grande variation de la profondeur Y ainsi, l'écoulement critique instable avec l'apparition d'ondulations à la surface libre. Quand le nombre de Froude est inférieur à 0.86 ou supérieur à 1.13 ces instabilités disparaissent.

Une des caractéristiques de l'écoulement « infra critique » propage la perturbation de l'écoulement vers l'amont et l'aval. L'écoulement supercritique ne propage la petite perturbation que vers l'aval. Cette remarque est très importante pour déterminer l'emplacement de la section de contrôle.

[8]

1.5 Ecoulement graduellement varié

1.5.1 Définition

Lorsque la surface de l'eau et le fond du canal ne sont pas parallèles, l'écoulement est dit variant. Quand la vitesse croit et la profondeur diminue dans le sens de l'écoulement, ce dernier est accéléré. Dans le cas contraire, l'écoulement est retardé.

Quand la profondeur varie progressivement d'une section à l'autre, comme dans le bief de transition entre une rivière et un barrage, l'écoulement est dit variant graduellement.

1.5.2 Calcul de la courbe de remous

A. Equation de la courbe de remous

Afin de développer l'équation différentielle du mouvement variant graduellement, on a recours aux hypothèses suivantes :

- ✓ L'écoulement est permanent.
- ✓ La pente de la ligne d'énergie à chaque point peut ce calculer à l'aide de l'équation de Manning.

L'équation de Bernoulli appliquée dans ces conditions entre les sections 1 et 2 séparées d'une distance Dx s'écrit, en supposant le coefficient de répartition des vitesses égal à 1 pour toutes les sections.

$$Z_1 + Y_1 = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + S_f \Delta x ....(V-12)$$

Ou encore :

$$\frac{\Delta z}{\Delta x}+\frac{\Delta y}{\Delta x}+\frac{\Delta}{\Delta x}\left(\frac{V^2}{2g}\right)=-S_f .....(V-13)$$

En prenant deux sections très rapprochées on aura :

$$\frac{dz}{dx}+\frac{dy}{dx}+\frac{d}{dx}\left(\frac{V^2}{2g}\right)=-S_f .....(V-14)$$

Par définition, on a : $dz/dx = -S_0$ où S_0 est la pente du canal.

Par ailleurs, la règle de dérivation d'une fonction composée nous permet d'écrire :

$$\frac{d}{dx}\left(\frac{V^2}{2g}\right)=\frac{d}{dy}\left(\frac{V^2}{2g}\right)\frac{dy}{dx}+\frac{Q}{gA^2}\frac{dQ}{dx}.....(V-15)$$

Or que :

$$\frac{d}{dy}\left(\frac{V^2}{2g}\right)=-F_r^2.....(V-16)$$

Ce qui nous donne :

$$\frac{dy}{dx}=\frac{S_0-S_f-\frac{Q}{gA^2}\frac{dQ}{dx}}{1-F_r^2}.....(V-17)$$

[4]

B. Forme générale de courbe de remous

On considère l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie peut se calculer par la même formule que celle utilisée pour l'écoulement uniforme, soit l'équation de Manning ou A et R_H sont la section et le rayon hydraulique calculée pour une profondeur courante h. par :

$$Q=\frac{A}{n}R_H^{\frac{2}{3}}.S_f^{\frac{1}{2}}.....(V-18)$$

En écrivant A_n et R_{Hn} pour l'écoulement uniforme on obtient :

$$Q=\frac{A_n}{n}R_{Hn}^{\frac{2}{3}}.S_f^{\frac{1}{2}}.....(V-19)$$

En égalisant les deux membres :

$$AR_H^{\frac{2}{3}}S_f^{\frac{1}{2}}=A_nR_{Hn}^{\frac{2}{3}}S_0^{\frac{1}{2}}.....(V-20)$$

Ou encore :

$$\frac{S_f}{S_0} = \left(\frac{R_{Hn}}{R_H}\right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{A_n}{A}\right)^2 .....(V-21)$$

D'après l'équation il est clair que :

- ✓ Lorsque $h_n=h$, $S_f=S_0$.
- ✓ Lorsque $h_n>h$, $S_f>S_0$.
- ✓ Lorsque $h_n<h$, $S_f<S_0$.

Par ailleurs :

- ✓ Lorsque $F_r^2=1$, on a $h=h_n$.
- ✓ Lorsque $F_r^2<1$, on a $h>h_n$.
- ✓ Lorsque $F_r^2>1$, on a $h<h_n$.

On a alors les différentes courbes de remous suivantes :

Tableau V 1 : différentes formes de courbes de remous

conditions	(Kn/K) =(hn/h)	signe de numérateur	Fr= (hc/hn)	signe de dénumérateur	signe de dh/dx	nom de courbe
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	M1
i <ic	< 1	+	> 1	-	-	
hn>hc	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
i > 0	< 1	+	< 1	+	+	S1
i >ic	< 1	+	> 1	-	-	S2
hn<hc	> 1	-	> 1	-	+	S3
i						
i						
hn						
i						
i						
h						

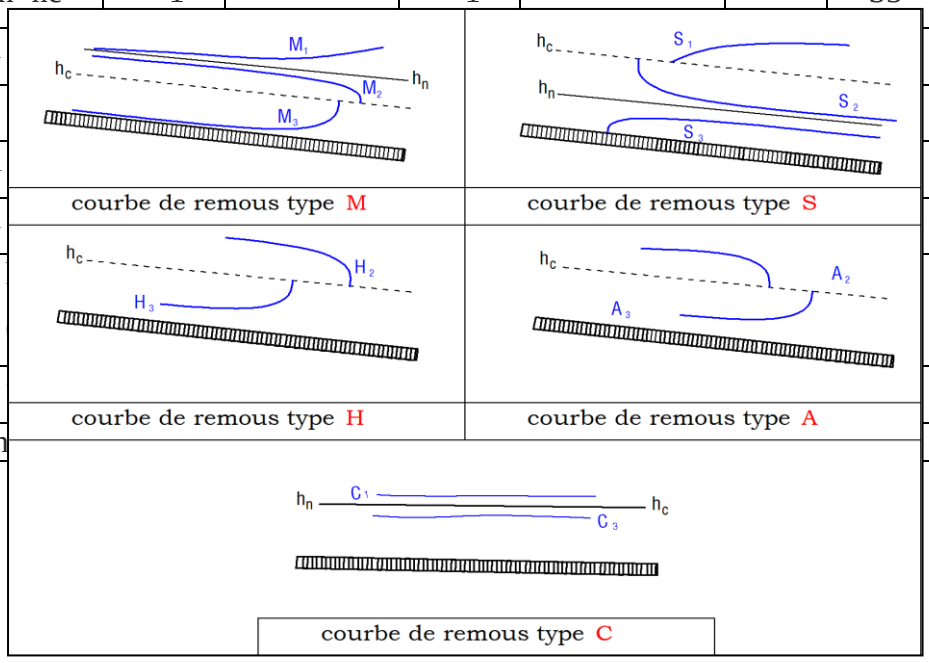

Figure V 3 : schématisation des différentes courbes de remous. (wikipédia)

[4]

1.6 Ecoulement brusquement varié (ressaut hydraulique)

L'écoulement brusquement varié se manifeste généralement par un ressaut hydraulique. Ce dérnier represente une surélévation brusque de la surface libre d'un courant survenant lorsqu'un régime torrentiel devient fluvial sur une courte distance.

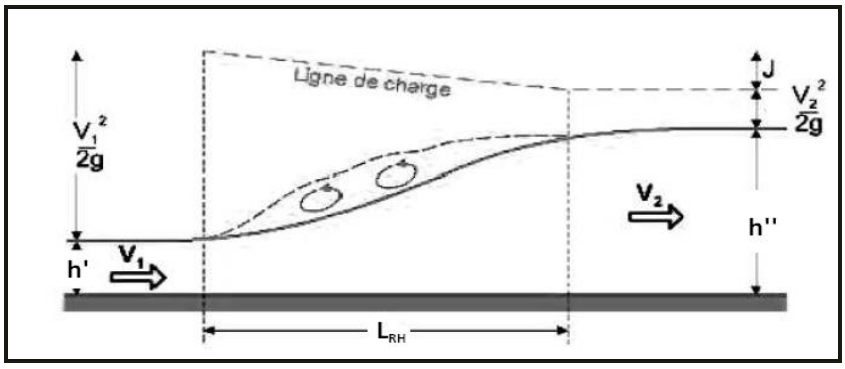

Figure V 4 : ressaut hydraulique.

Selon le nombre de Froude, le ressaut hydraulique peut correspondre à differents types d'écoulement. On peut avoir donc :

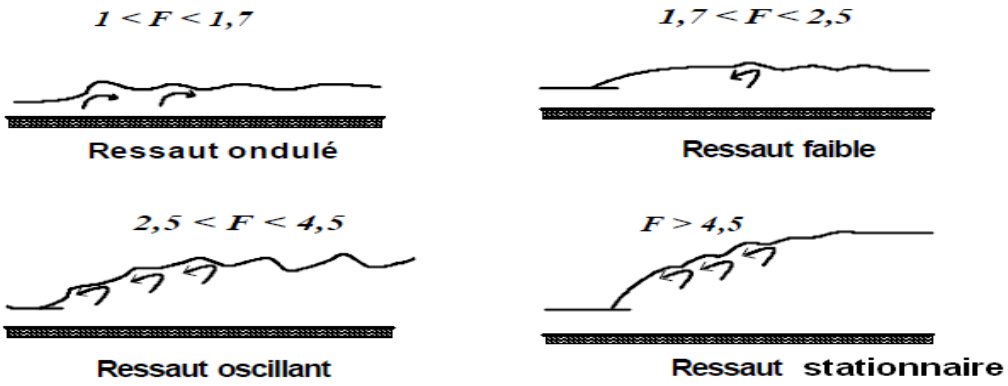

Figure V 5 : Topologie des ressauts.

Tableau V 2 : différents types de ressauts.

type de ressaut	valeurs de Fr	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	1 ÷ 1,7	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr}
· Un ressaut faible	1,7 ÷ 2,5	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	2,5 ÷ 4,5	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	4,5 ÷ 9	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	> 9	jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

[3]

2. Calcul hydraulique pour l'oued 3

Pour calculer la hauteur normale, la hauteur critique, la vitesse critique et déterminer la zone inondable, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 5.0.3** (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) qui est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (2010a et 2010b). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations. Il peut traiter des cas complexes, et il est disponible en freeware.

HEC-RAS résoud les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non-permanent de calcul de la ligne d'eau en graduellement varié. Il résoud 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. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement.

2.1 Modèles utilisés par HEC-RAS en régime permanent

Si deux sections S1 et S2 de l'écoulement séparées d'une distance Δx. Si E_1 et E_2 étant les énergies de l'écoulement à ces mêmes points, alors le bilan d'énergie entre ces deux sections est explicité suivant l'équation :

$$E_2 - E_1 = (I - J)\Delta x$$

Qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans HEC-RAS pour calculer les hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible.

Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la Standard StepMethod, qui est une procédure itérative de résolution de l'équation d'énergie donnant la pente d'énergie J. cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement Jf et la perte par contraction ou expansion de la section.

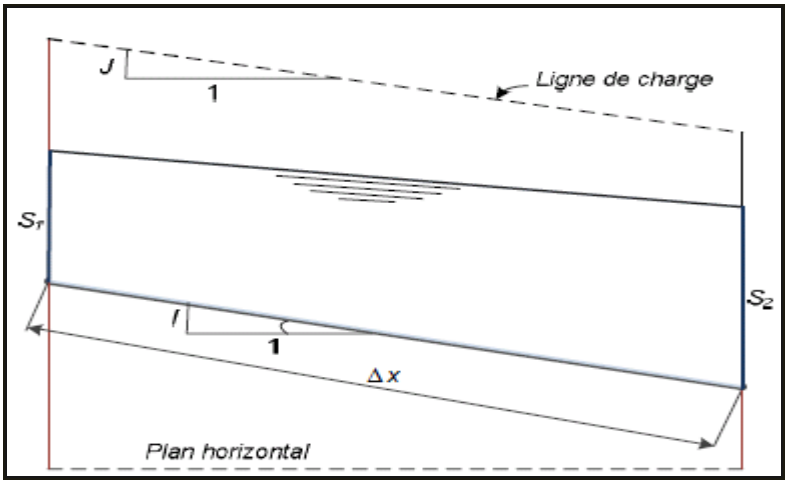

Figure V 6 : Modèle utilisé par HEC-RAS.

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

2.2 Données géométriques

Dans ce projet, nous avons utilisé le levé topographique de la zone d'étude, acquis au niveau de la direction des ressources en eau de la willaya de Sétif (réalisé par l'Entreprise Nationale d'Etudes et de Réalisation des Projets de Sidérurgie et de Metallurgie).

2.3 Coefficient de Manning d'un lit composé

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

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * f \quad \text{.....(V-22)}$$

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

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

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

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

n_4 : Traduit l'influence de la végétation.

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

Tableau V 3 : estimation de la rugosité pour les lits composés.

Facteur	Caractéristique	Valeur
n_0	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n_1	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02

n_2	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n_3	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n_4	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
f	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning pour différents emplacements, selon les informations qui nous ont étés fournies par la direction des ressources en eau, ainsi que les photos satellitaires obtenues à partir de Google Earth.
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 4 : rugosité au niveau du lit naturel de l'oued.

Rive gauche	lit mineur	Rive droit
0.08275	0.06125	0.08275

2.4 Débit et conditions aux limites

Après la géométrie il nous faut introduire les données de débit, dans chaque tronçon de chaque cours d'eau, on fait une étude stationnaire, en faisant passer le débit de pointe d'une crue dans toutes les sections du bief dont il est question. Pour ce faire nous allons considérer la crue centennale Q=7.8 m3/s.
Il nous reste l'introduction des conditions aux limites de chaque tronçon, autrement dit, la hauteur d'eau en amont et en aval. HEC-RAS nous donne les choix suivant :

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

➢ **Courbe de tarage :** le logiciel nous demande d'introduire la courbe débit-hauteur.

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

2.5 Etapes de simulation par HEC-RAS :

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

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

➢ **Création d'un projet**

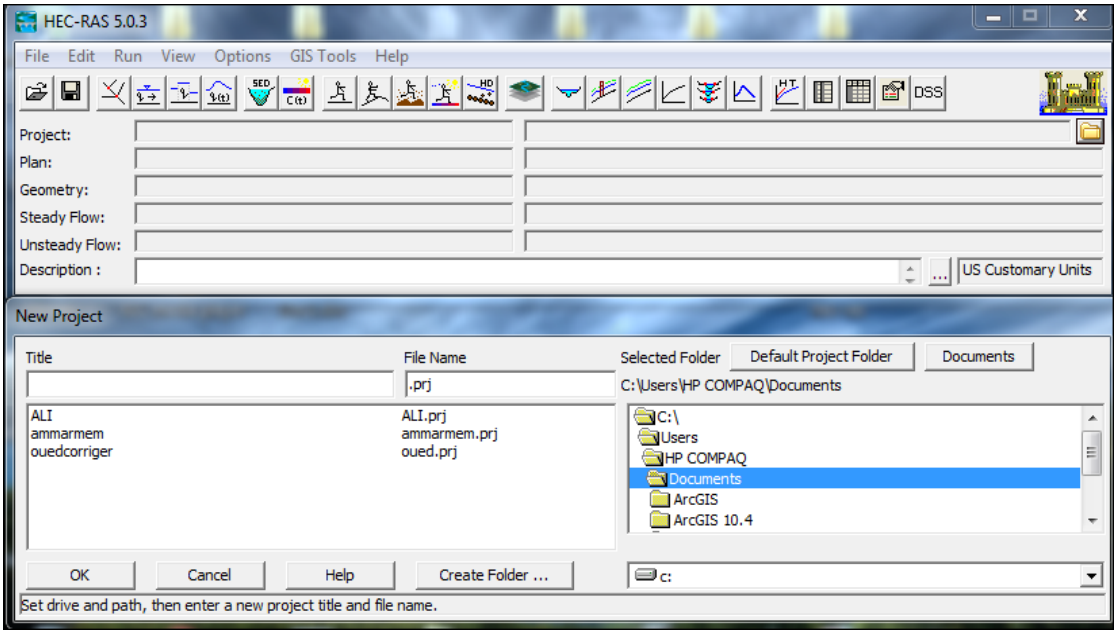

Figure V 7 : création d'un projet HEC-RAS.

➢ **Introduction des données topographiques**

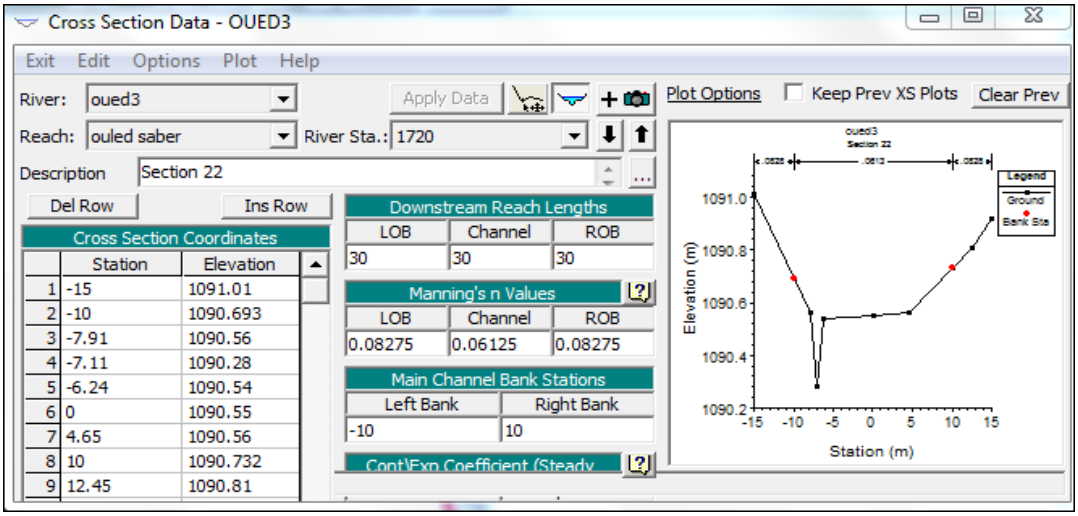

Figure V 8 : introduction données topographiques HEC-RAS.

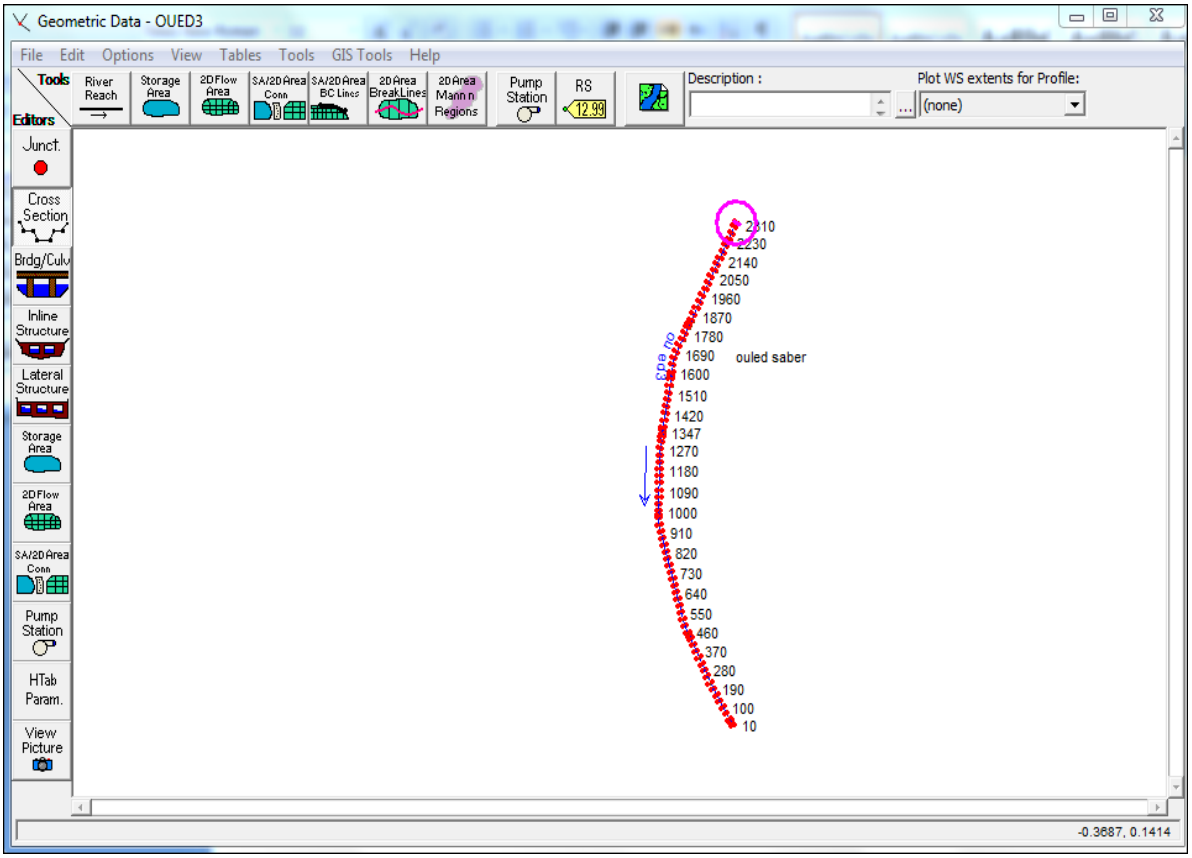

Figure V 9 : tracé de l'oued et des sections.

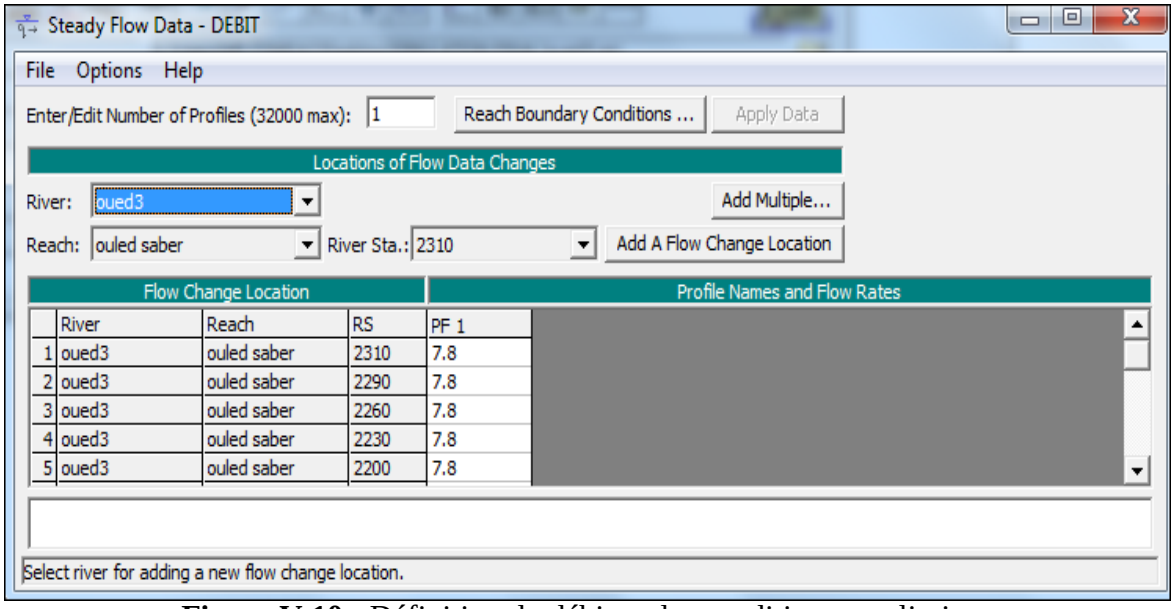

Figure V 10 : Définition du débit et des conditions aux limites.

- **Simulation avec HEC-RAS**

Après avoir définit la géométrie, les données hydrométriques et les conditions aux limites on peut passer à la simulation par l'icône « steady flow analysis ». Et on obtient les résultats

suivants :

A. Profil en long

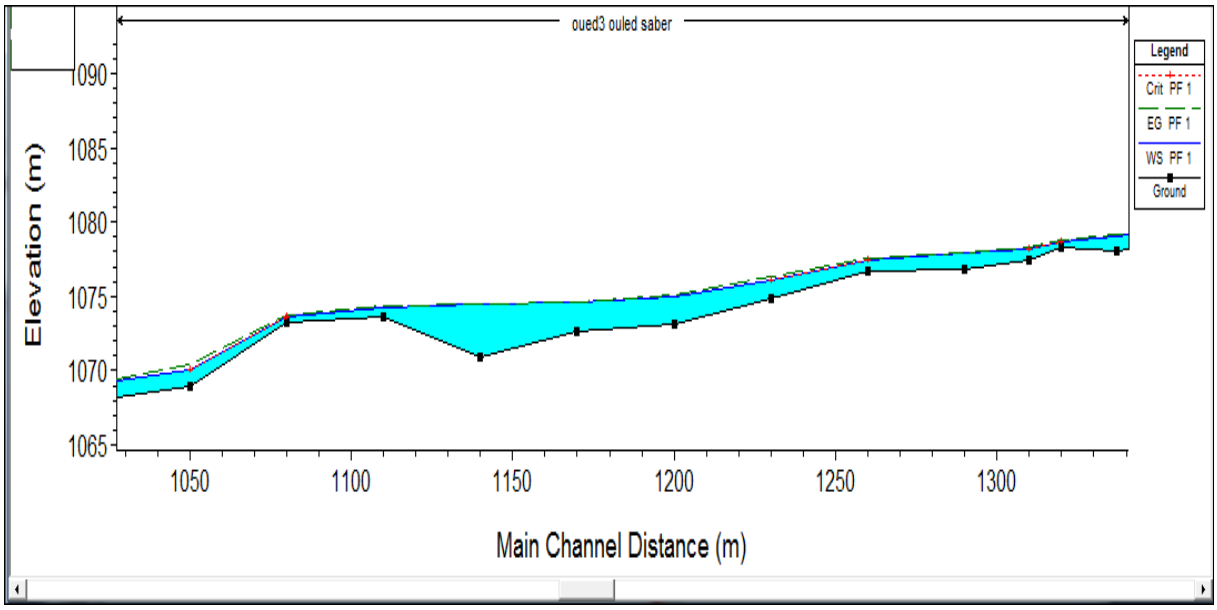

Figure V 11 : Exemple de profil en long sur HEC-RAS.

B. Les profils en travers

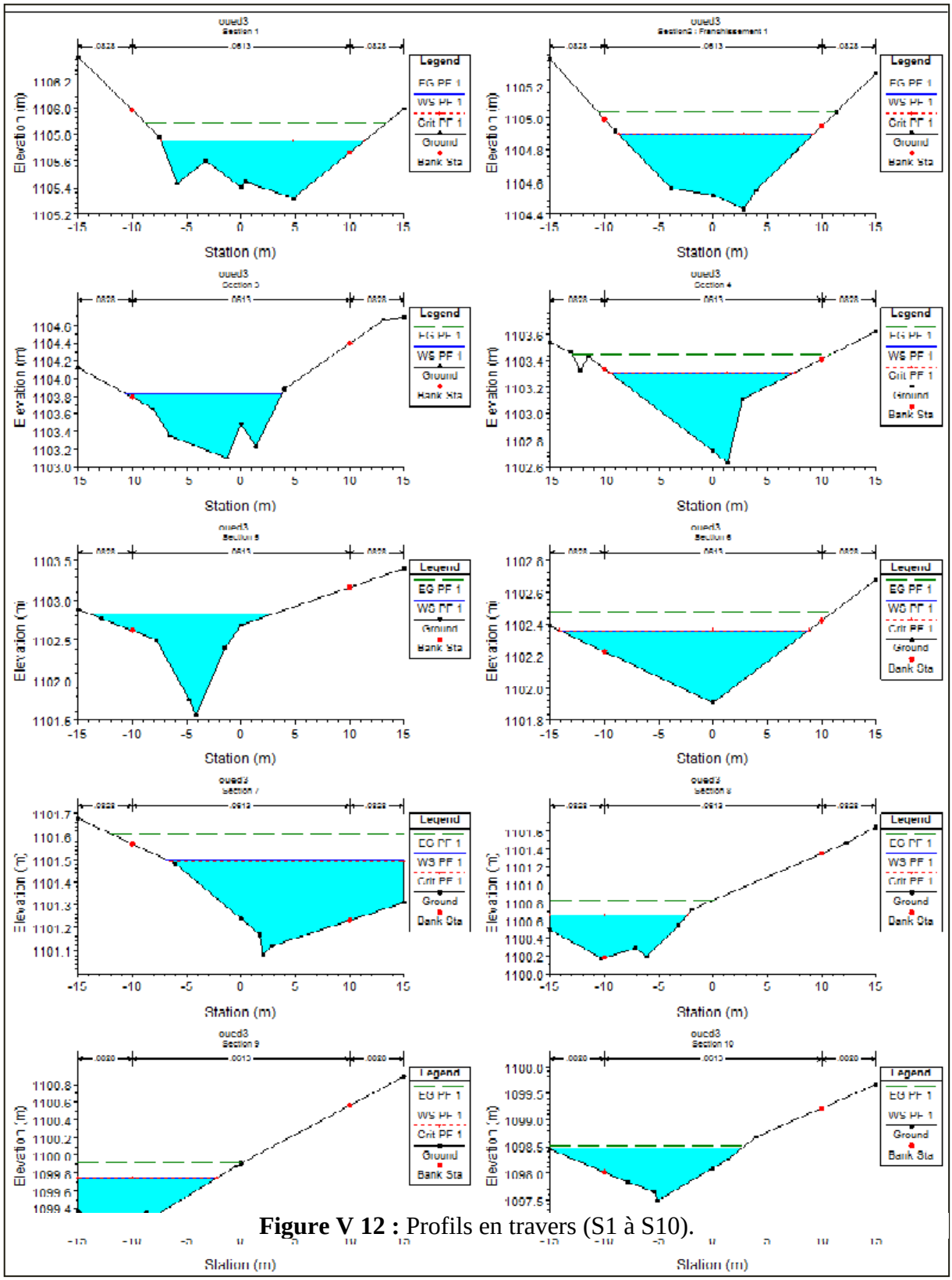

Figure V 12 : Profils en travers (S1 à S10).

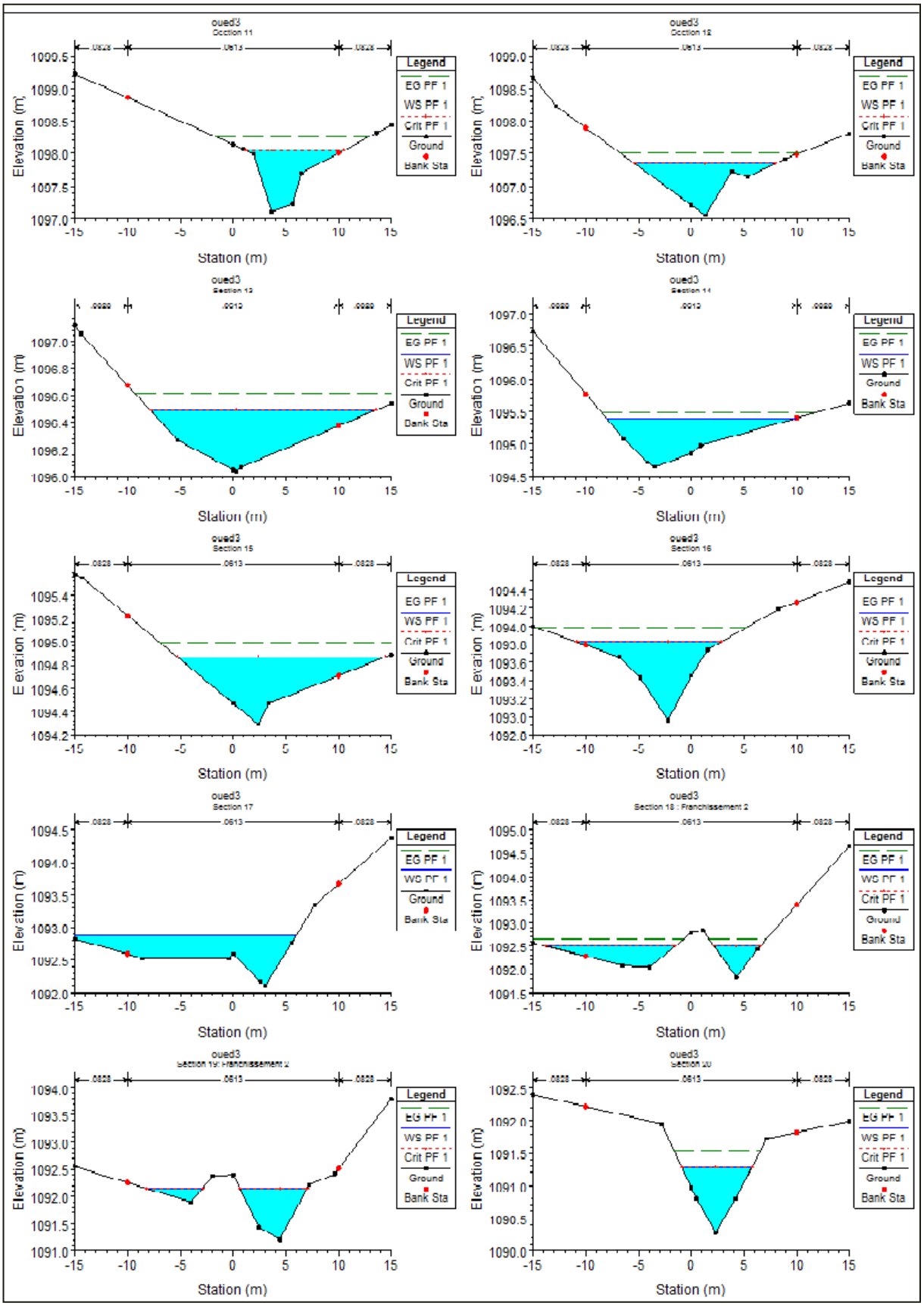

Figure V 13 : Profils en travers (S11 à S20)

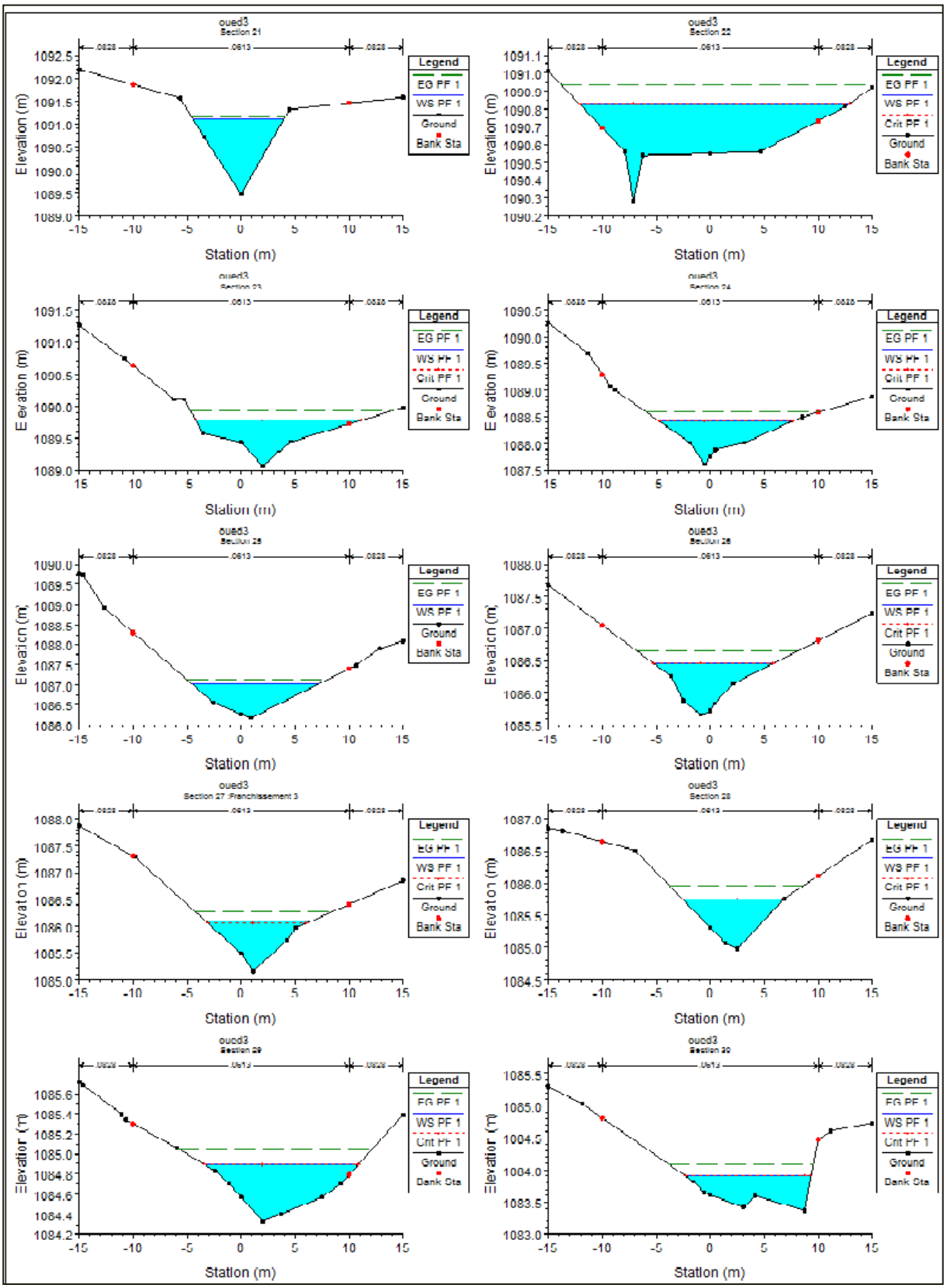

Figure V 14 : Profils en travers (S21 à S30).

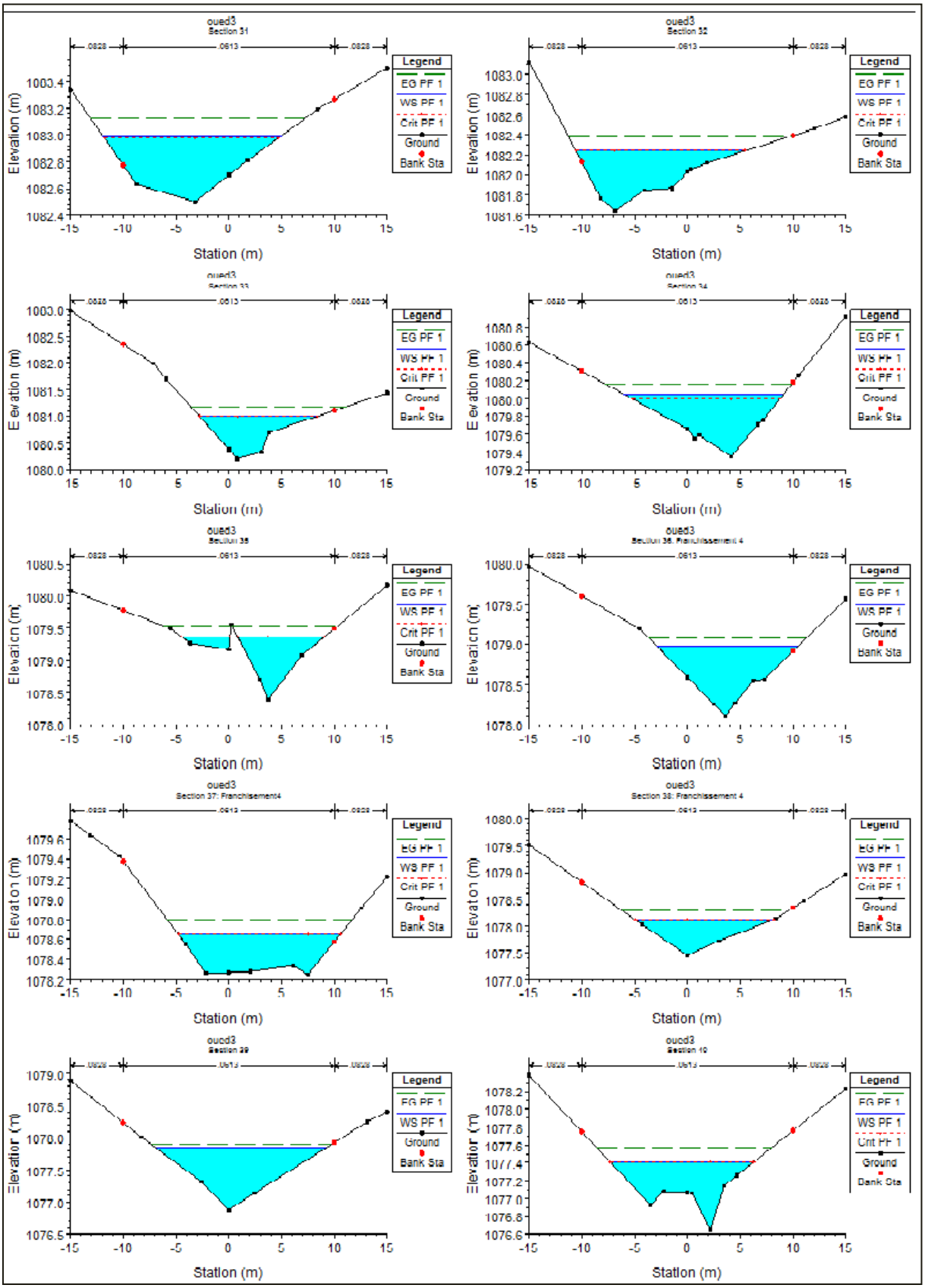

Figure V 15 : Profils en travers (S31 à S40).

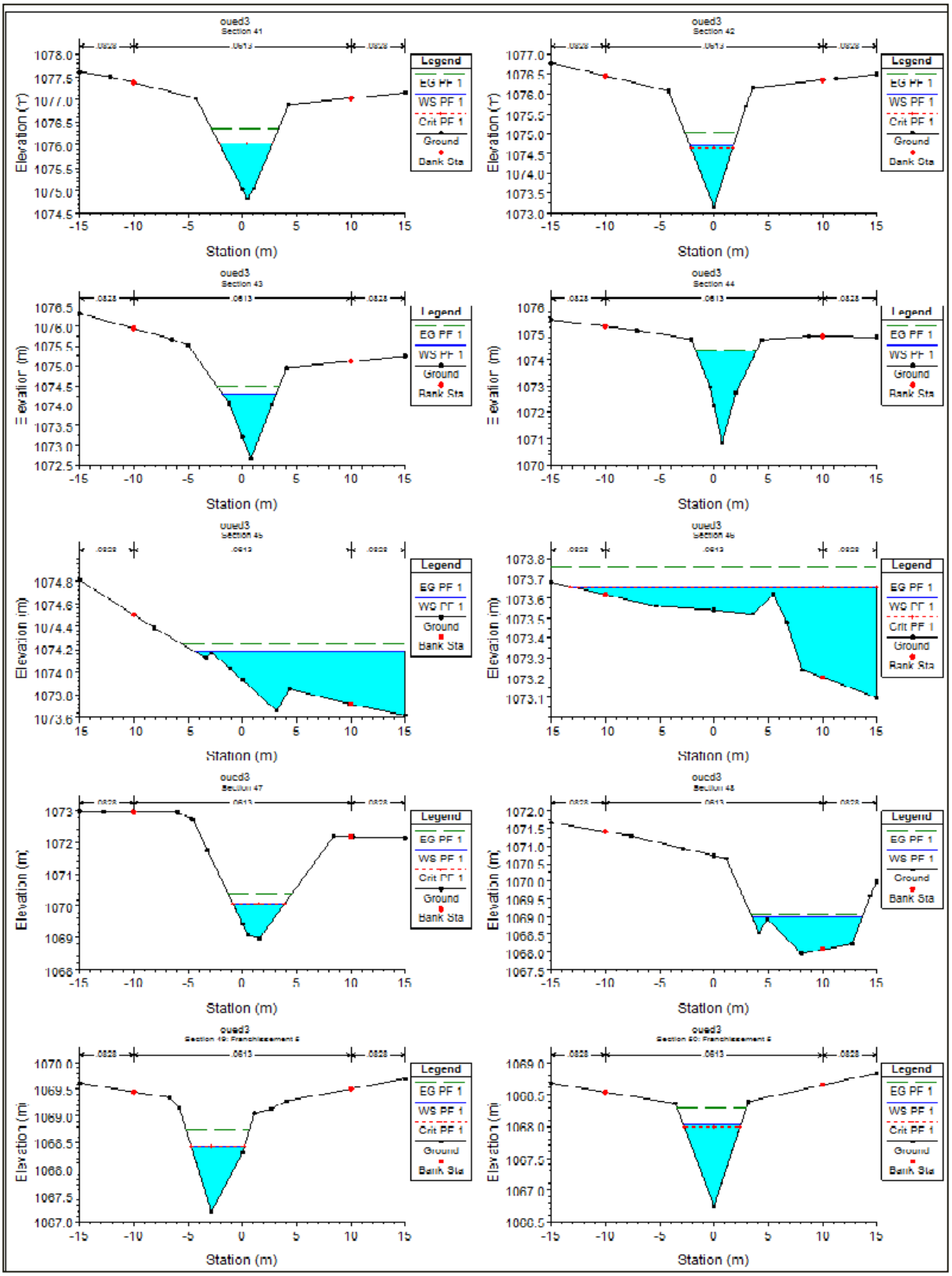

Figure V 16 : Profils en travers (S41 à S50).

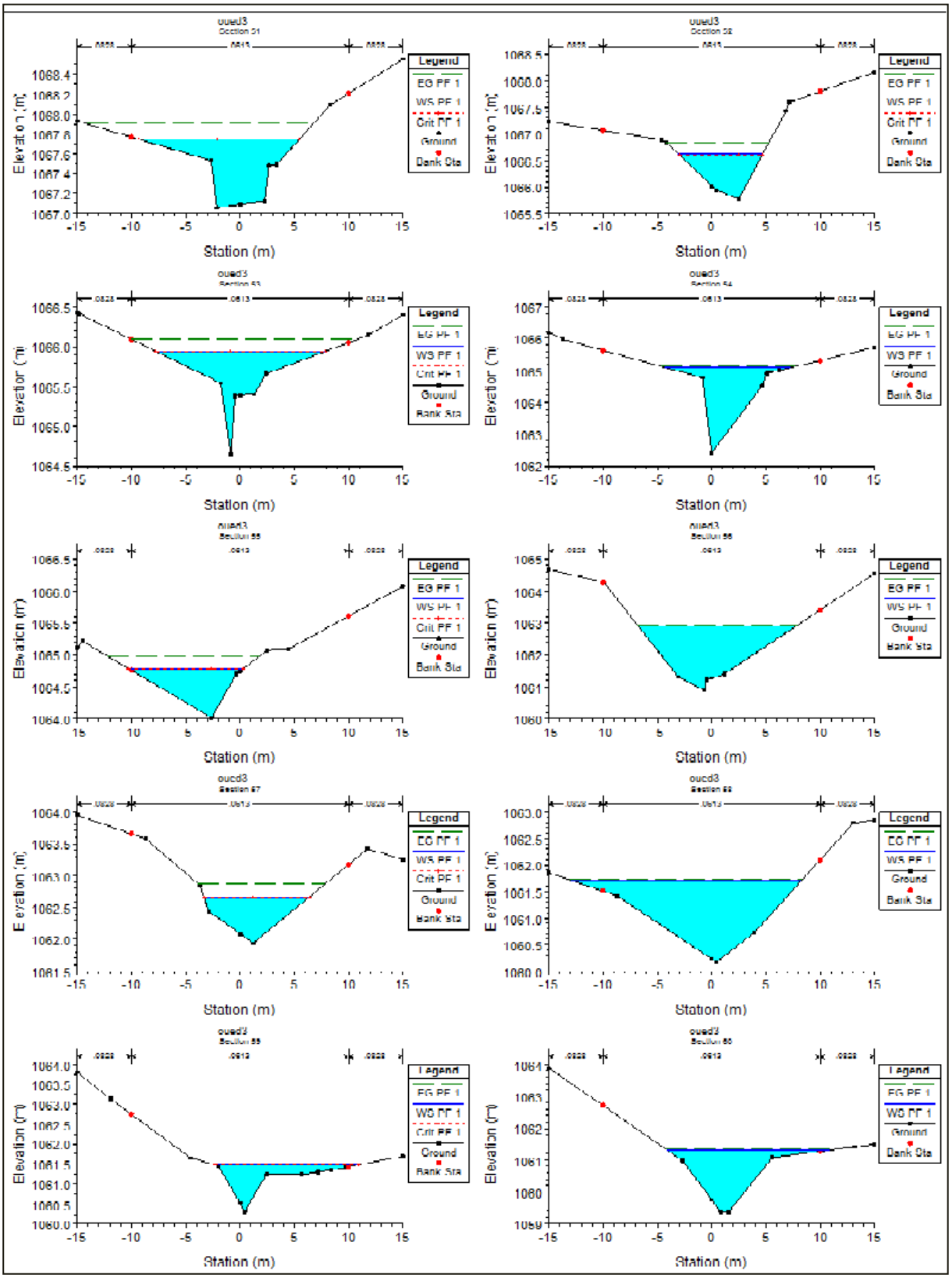

Figure V 17 : Profils en travers (S51 à S60).

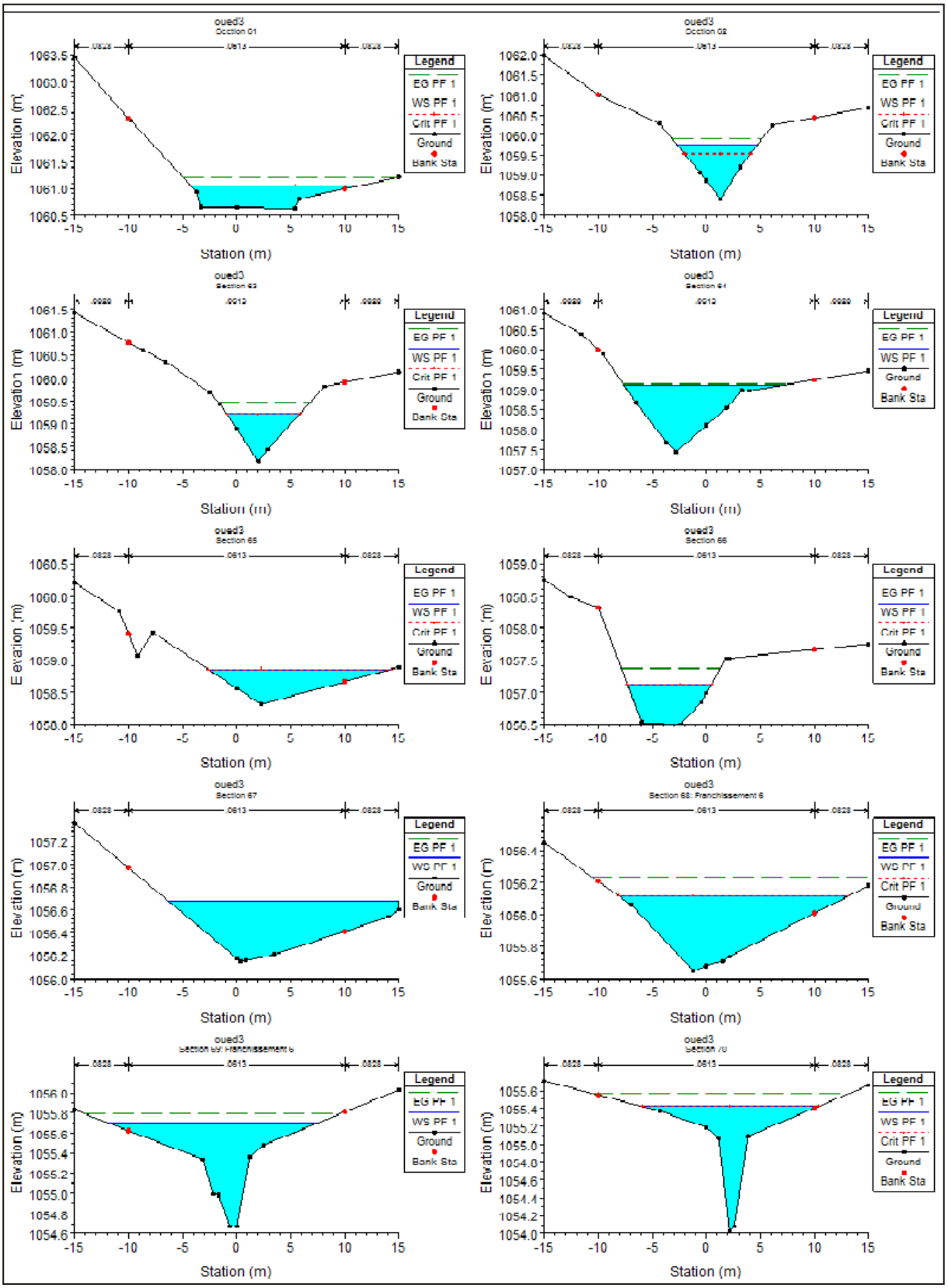

Figure V 18 : Profils en travers (S61 à S70).

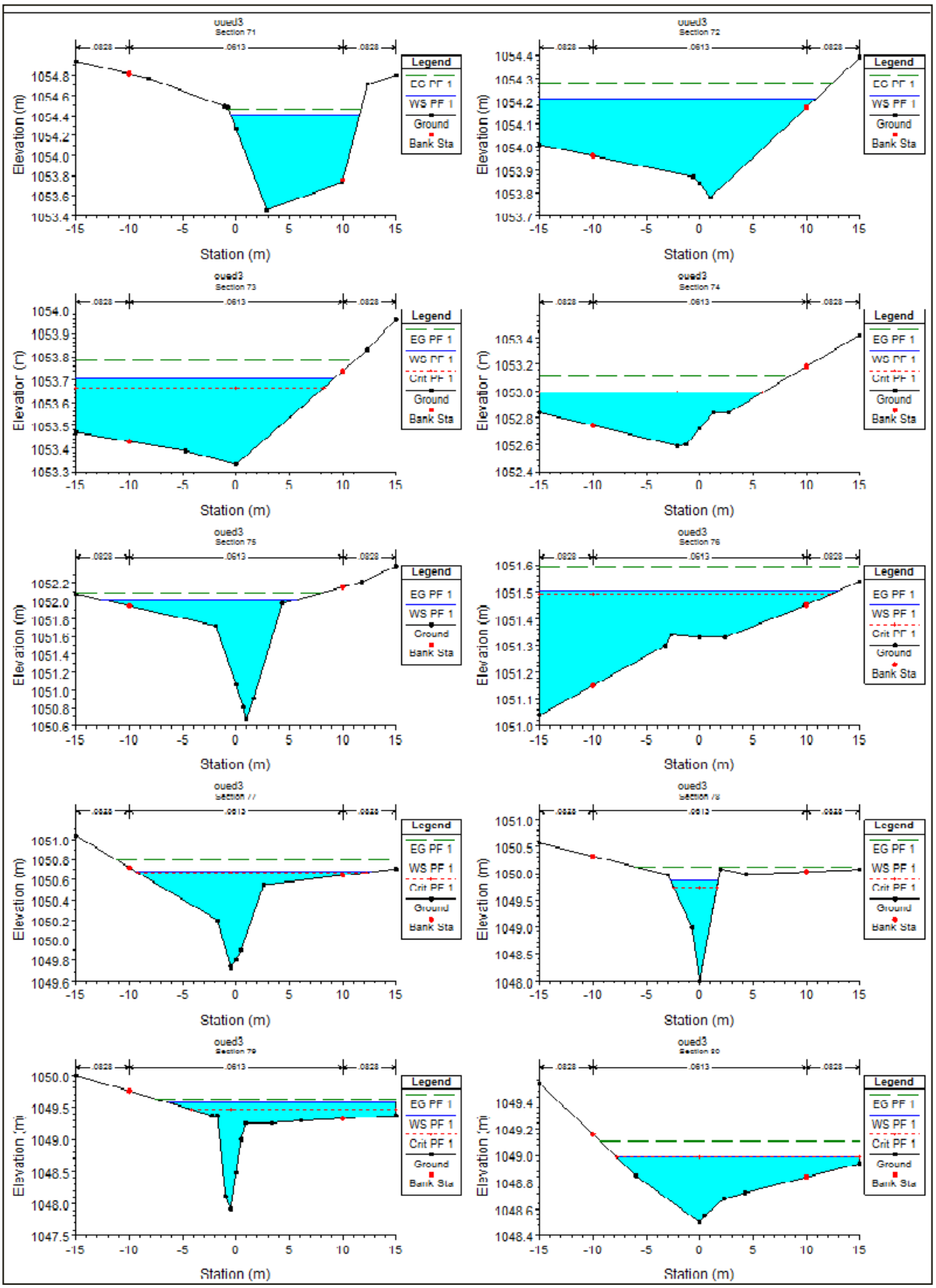

Figure V 19 : Profils en travers (S71 à S80).

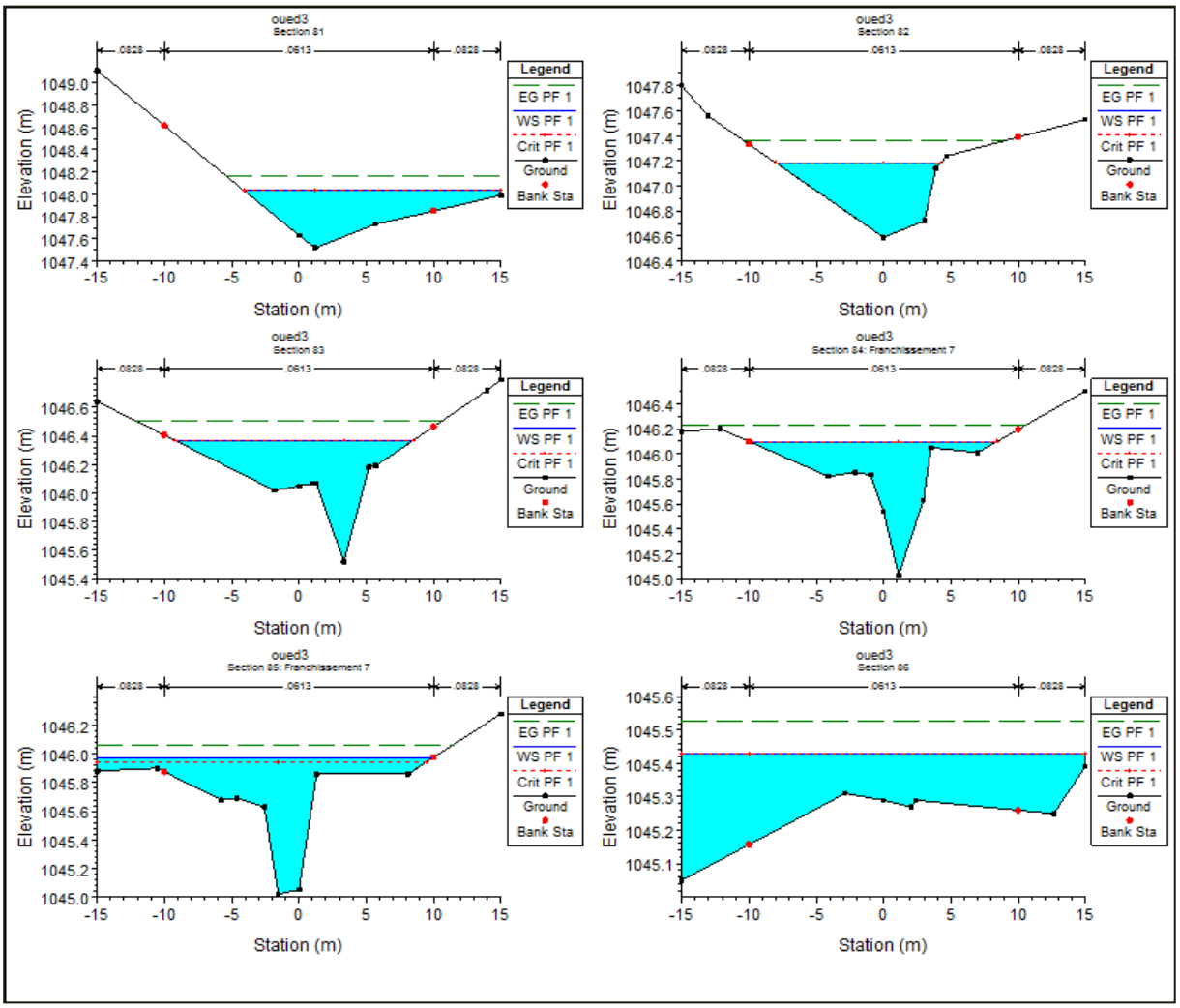

Figure V 20 : Profils en travers (S81 à S86).

Conclusion

D'après l'étude et le diagnostic mené sur le site de notre projet, l'oued3 nécessite un aménagement, vu que :

- L'écoulement à travers est fluvial et parfois critique, (Froude entre 0.4 et 1.07).
- Il présente un risque de débordement en certaines sections.
- Les vitesses faibles, peuvent engendrées l'accumulation de sédiments au niveau du lit du cours d'eau.

Chapitre VI :

Protection de la zone d'OULED SABER contre les crues

Introduction

L'objectif principal de cette étude est de protéger le futur parc industriel d'Ouled Saber contre les crues de ses oueds.

Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi, il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique, aussi bien adaptées avec le terrain et ses conditions topographiques et géologiques.

1. Principes d'aménagement

1.1. Les différents types d'aménagement envisageables

1.1.1. Curage

Ce type d'aménagement permet une nette amélioration des conditions d'écoulement en éliminant tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau, dans le but de diminuer la rugosité et accroitre la débitante.

1.1.2. Rééquilibrage

Permet l'élargissement et l'approfondissement des sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protection désirée.

1.1.3. Réalisation de canaux

Permet une régénération du couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé de bâtiments ou par la voirie.

1.1.4. Protection des berges

Ce type d'aménagement consiste en une construction d'ouvrages visant la maintenance de la stabilité des terres en débit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration des eaux après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

1.1.5. Création de canaux périphériques

Permet une déviation des cours d'eau, dans le but de restituer la totalité ou une partie des eaux vers des zones situées en dehors des aires à protéger.

1.2. Les formules de dimensionnement des canaux

Pour le dimensionnement on utilise la formule de Manning-Strickler, donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_m I^{\frac{1}{2}} .....(VI-1)$$

Avec :

- ✓ Q : débit de dimensionnement (m^3/s).
- ✓ n : rugosité du canal.
- ✓ S_m : section mouillée du canal (m^2).
- ✓ I : pente du tronçon de cours d'eau (m/m).
- ✓ R_h : rayon hydraulique (m) tel que $R_h=S_m/P_m$.
- ✓ P_m : périmètre mouillé (m).

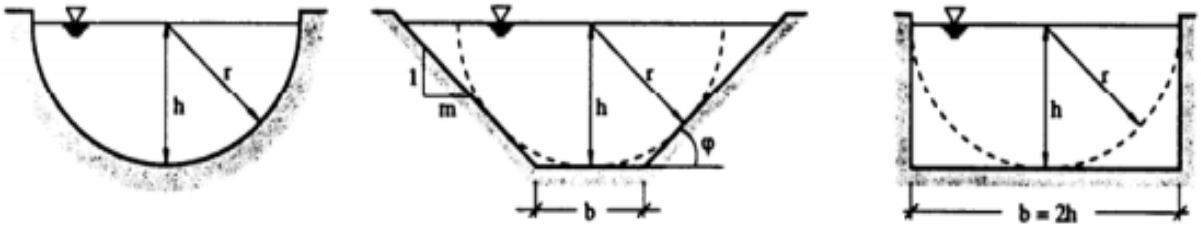

Figure VI 1 : Schémas explicatifs des différents canaux.

Tableau VI 1 : paramètres hydrauliques pour différentes formes de canaux.

La forme	Section mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique
Demi-circulaire	$0.5\ (\Pi*r^2)$	$\Pi*r$	0.5r
Trapézoïdale	(b+2mh)h	$b+2h(1+m^2)^{1/2}$	$[(b+2mh)h]/[\ b+2h(1+m^2)^{1/2}]$
Rectangulaire	b*h	b+2h	b*h/(b+2h)

1.3. Choix des paramètres de dimensionnement

1.3.1. La pente du projet

Le choix de la pente du projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique. Dans notre cas, nous allons choisir la pente moyenne de chaque tronçon.

1.3.2. Le coefficient de Manning :

La rugosité du canal dépend de la nature du revêtement, les valeurs de la rugosité de certains revêtements sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI 2: rugosité pour différents canaux.

Caractéristiques du lit ou du revêtement	Valeur de la rugosité
Canal avec revêtement en béton.	0.014
Canal en terre.	0.022
Canal en pierre.	0.025
Canal en Gabion.	0.03

2. Etude des variantes

Dans cette étude, les variantes proposées pour l'aménagement du cours d'eau sont :

- Rééquilibrage du lit naturel.
- Canal en béton légèrement armé.
- Canal en Gabion.

Un calcul hydraulique de chaque variante sera fait en vérifiant l'état d'écoulement par une simulation avec HEC-RAS pour chaque tronçon du cours d'eau, et une description des variantes proposées pour pouvoir choisir la variante la plus adaptées du point de vue technique et économique.

2.1. Rééquilibrage du lit naturel

Le rééquilibrage se fait par un canal trapézoïdal non revêtu. La section trapézoïdale présente le profil le plus rentable hydrauliquement, pour sa grande capacité de transit des eaux. Le champ de l'écoulement est maximum.

2.1.1. Dimensionnement

En utilisant l'équation (V.I.1) avec les termes Q, n et I connus. On suppose b selon la largeur moyenne du lit mineur et m de tel sort que l'angle du talus avec l'horizontale soit inferieur à l'angle de repos du matériau. On obtient les résultats suivants :

Tableau VI 3 : paramètres du canal rééquilibré.

Tronçon	Distance (m)	Pente projet(%)	m	b (m)	Hauteur d'eau (m)	Hauteur Canal (m)
1	500	2.29	1.5	2	0.66	1
2	500	1.98	1.5	2	0.73	1
3	500	1.62	1.5	2	0.76	1
4	500	1.68	1.5	2	0.76	1
5	500	2.66	1.5	2	0.67	1
6	603.68	2.81	1.5	2	0.66	1

2.1.2. Les paramètres d'écoulement

Tableau VI 4 : paramètres de l'écoulement dans le canal rééquilibré.

Profil	Q(m^3/s)	V(m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S_m(m^2)	P_m(m)	R_h(m)	régime
1	7.8	3.94	1.26	0.66	1.98	4.38	0.45	Torrentiel
2	7.8	3.47	1.04	0.73	2.25	4.63	0.49	Torrentiel
3	7.8	3.26	0.97	0.76	2.39	4.74	0.50	Critique
4	7.8	3.28	0.99	0.76	2.38	4.74	0.50	Critique

5	7.8	3.84	1.22	0.67	2.03	4.42	0.46	Torrentiel
6	7.8	3.92	1.25	0.66	1.99	4.38	0.45	Torrentiel

2.1.3. Etude de la stabilité du canal :

Lors d'un aménagement, avant de projeter un canal non revêtu (berges et fond nus), avec un matériau non cohérent, on doit d'abord vérifier sa stabilité.

A. Force tractrice critique du fond

Vérification que la contrainte tangentielle au fond τ_0 est inférieur à la contrainte admissible.

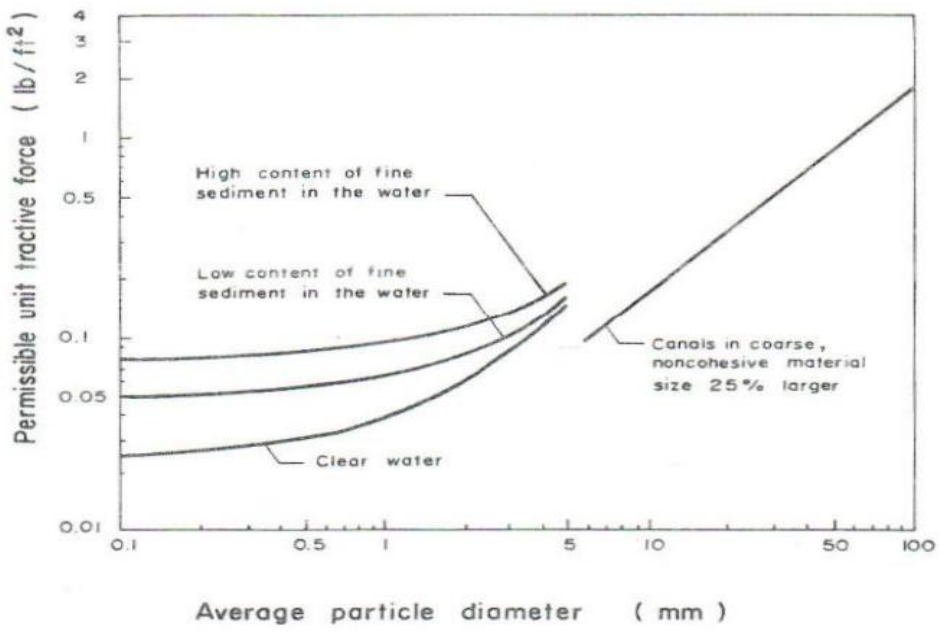

Figure VI 2 : Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).

B. Calculer la contrainte tangentielle au fond

$$\tau_0 = \gamma_w R_h i \ [N/m^2] \quad \textbf{(V.5)}$$

Avec

τ_0 : la tension tangentielle critique exercée sur le fond (N/m^2)

R : le rayon hydraulique (m).

γ_w: poid volumique de l'eau (N/m^3).

i : la pente du fond.

Pour notre cas, on un sol constitué principalement de limon et de gravier avec un diamètre d50% égal à 0.58 mm on aura : τ_0**= 0.103 N/m²**

$$\tau_{0adm} = 1.44 \ N/m^2$$

Vu que la contrainte tangentielle au fond est inférieure à la contrainte admissible, la stabilité du fond est bien vérifiée et la réalisation d'un tel aménagement est possible.

C. **Calculer la contrainte tangentielle des berges**

Nous avons montré déjà la stabilité du fond donc il reste de vérifier la stabilité des berges. Pour cela on suit les étapes suivantes :

✓ Calculer le paramètre de réduction K tel que :

$$K=\sqrt{1-\frac{\sin^2\theta}{\sin^2\varphi}}$$

θ: l'angle du talus avec l'horizontale avec m = ctgθ(pour notre cas θ=33.69 °).

φ: l'angle du repos du matériau (φ= 35°).

✓ Calculer la contrainte tangentielle admissible des talus en multipliant K par la contrainte tangentielle admissible du fond τ_{adm}

✓ .Calculer la contrainte tangentielle au niveau des berges par la formule suivante :

$$\tau_{0berge} = 0.76\gamma_w Ri \ \ [N/m^2]$$

Avec :

τ_{0berge}: La tension tangentielle critique exercée sur les berges (N/m²).

R : le rayon hydraulique (m).

γ_w**:**Poids volumique de l'eau (N/m³).

i : la pente du fond.

✓ Vérification que la contrainte tangentielle au fond τ_{0berge} est inférieur à la contrainte admissible $\tau_{adm\ berge}$

$$\tau_{0berge} = 0.078 \ N/m^2$$

$$\tau_{adm\ berge} = 0.25*1.44 = 0.36 \ N/m^2$$

on remarque que la contrainte tangentielle au niveau des berges τo_{berge} est inférieur à la contrainte admissible $\tau_{adm\ berge}$, la stabilité des berges est bien vérifiée et la réalisation d'un tel aménagement est possible

2.1.4. Estimation du coût de la variante

Tableau VI 5 : coût du rééquilibrage du lit de l'oued.

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	8137	250	2034250
	Remblai	m^3	0	200	0
Total					2034250

2.2. Canal en béton armé

Cette variante consiste en une réalisation d'un canal de section trapézoïdale en béton armé. On prend le fruit de talus m=1, en raison de facilité de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain.

2.2.1. Dimensionnement

Tableau VI 6 : paramètres du canal en béton armé.

Tronçon	Distance (m)	Pente projet(%)	m	b (m)	Hauteur d'eau (m)	Hauteur Canal (m)
1	500	2.29	1	2	0.61	0.8
2	500	1.98	1	2	0.63	0.8
3	500	1.62	1	2	0.67	0.8
4	500	1.68	1	2	0.66	0.8
5	500	2.66	1	2	0.59	0.8
6	603.68	2.81	1	2	0.58	0.8

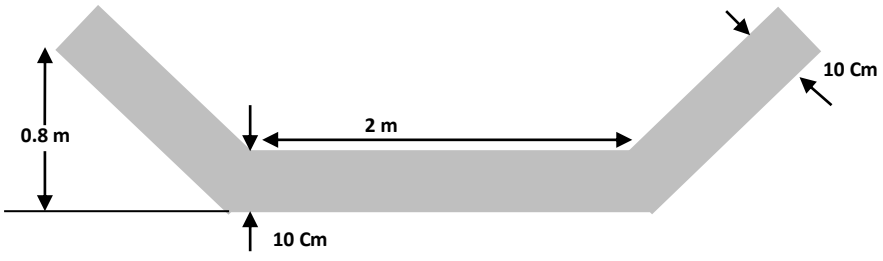

Figure VI 3 : Schéma explicatif du canal en béton.

2.2.2. Les paramètres d'écoulement

Tableau VI 7 : paramètres de l'écoulement dans le canal en béton armé.

Profil	Q(m^3/s)	V(m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	$S_m(m^2)$	P_m(m)	R_h(m)	régime

1	7.8	4.90	1.92	0.61	1.59	3.72	0.43	Torrentiel
2	7.8	4.71	1.94	0.63	1.66	3.78	0.44	Torrentiel
3	7.8	4.36	2.06	0.67	1.79	3.89	0.46	Torrentiel
4	7.8	4.44	1.71	0.66	1.76	3.86	0.45	Torrentiel
5	7.8	5.10	1.81	0.59	1.53	3.66	0.42	Torrentiel
6	7.8	5.21	1.81	0.58	1.50	3.64	0.41	Torrentiel

2.2.3. Estimation du coût de la variante

Pour le calcul des volumes du béton, on prend une épaisseur de 10cm pour le canal en béton armé et de 5cm pour le béton de propreté.

Tableau VI 8 : coût de réalisation du canal en béton armé.

Désignation des travaux		Unité	Désignation des travaux	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	23224	250	5806000
	Remblai	m^3	65	200	13000
Béton de propreté		m^3	474	6000	2844000
Béton armé		m^3	948	32000	30336000
Total					38999000

2.3. Canal en Gabions

Les matelas en gabions sont utilisés principalement pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillements. Ils se présentent sous forme de dimensions variées, dont les plus courants sont 2*1*1m et 2*1*0.5m. Les canaux en gabion, sont mis en œuvre d'une façon spéciale. Les sacs sont agencés de manière à créer un escalier qui renforce la stabilité des berges.

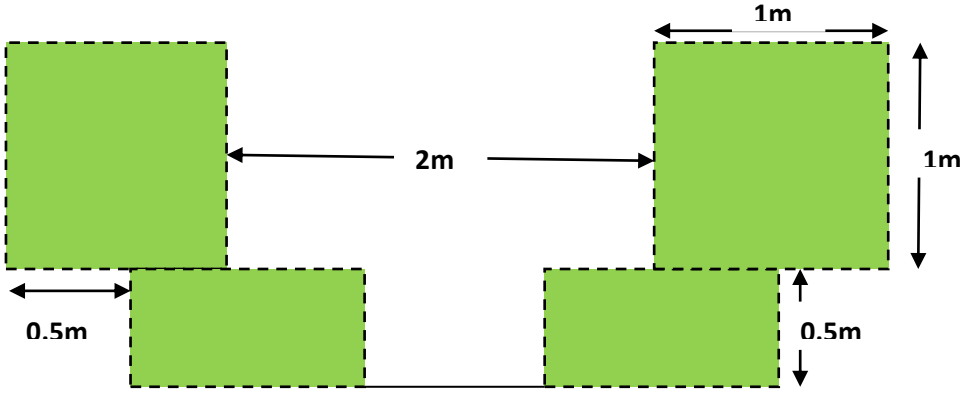

Figure VI 4 : schéma représentatif des blocs en gabion.

Tableau VI 9 : paramètres hydrauliques pour une section en gabion.

Caractéristique	Section (m)	Périmètre (m)	Rayon hydraulique (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1)+bk$	$b+3k-1$	$\frac{0.5k(k-1)+bk}{b+3k-1}$

Avec : k : nombre d'étages.

b: base du canal.

2.3.1. Dimensionnement

Tableau VI 10 : paramètres du canal en gabion.

Tronçon	Distance (m)	Pente projet(%)	b (m)	Tirant d'eau (m)	Hauteur Canal (m)
1	500	2.29	2	1.038	1.5
2	500	1.98	2	1.035	1.5
3	500	1.62	2	1.013	1.5
4	500	1.68	2	1.089	1.5
5	500	2.66	2	1.067	1.5
6	603.68	2.81	2	1.067	1.5

2.3.2. Paramètres d'écoulement

Tableau VI 11 : paramètres de l'écoulement dans le canal en gabion.

Profil	Q(m^3/s)	V(m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S_m(m^2)	P_m(m)	R_h(m)	régime
1	7.8	3.722	1.35	1.038	2.096	4.114	0.509	Torrentiel
2	7.8	3.735	1.36	1.035	2.088	4.105	0.509	Torrentiel
3	7.8	3.837	1.48	1.013	2.033	4.039	0.503	Torrentiel
4	7.8	3.503	1.12	1.089	2.226	4.267	0.522	Torrentiel
5	7.8	3.595	1.21	1.067	2.170	4.201	0.516	Torrentiel
6	7.8	3.595	1.21	1.067	2.170	4.201	0.516	Torrentiel

2.3.3. Estimation du coût de la variante

Tableau VI 12 : coût de réalisation du canal en gabion.

Désignation des travaux		Unité	Désignation des travaux	Prix unitaires (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Déblai	m^3	12000	250	3000000
	Remblai	m^3	1150	200	230000
Gabion		m^3	6669	4500	30010500
Total					33240500

3. Choix de la variante d'aménagement

3.1. Critères d'évaluation

Pour le choix de la variante à retenir, il faut avoir recours à plusieurs paramètres :

- ✓ **Efficacité hydraulique :** correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique que peuvent apporter les mesures.
- ✓ **Difficultés de réalisation.**
- ✓ **Enjeux environnementaux :** ce critère tient compte de l'utilisation du sol au voisinage (zone urbaine, agricole…) et des déficits ou richesses environnementaux actuels.
- ✓ **Durabilité :** correspond à la durée de vie de l'aménagement.
- ✓ **Entretien :** correspond à l'ampleur et à la fréquence des entretiens nécessaires.
- ✓ **Coût :** correspond à l'appréciation du coût de construction.

3.2. La variante choisie

Les trois variantes semblent pouvoir évacuer le débit de crue sans avoir un débordement. Mais dans le but de rassurer les futures investisseurs dans la zone, d'avoir une harmonie avec la nature et d'éviter le risque d'érosion des berges on élimine la variante du rééquilibrage du lit naturel.

Pour les deux autre variantes on à :

Tableau VI 13 : critères de comparaison entre le béton armé et le gabion.

Béton armé	Gabion

• Il présente une bonne solidité d'ensemble. • Bonne réputation du point de vue esthétique. Mais : • Plus cher que le gabion. • Faible résistance à l'abrasion. • Faible stabilité au renversement, due au poids propre non importants de la section du béton.	• Solide et durable. • Simple à réaliser. • Perméable et permet un drainage naturel. • Diminue la vitesse et dissipe l'énergie de l'eau. • Moins cher que le béton armé

D'après le tableau précédant il es clair que le canal en gabion représente plus d'avantages que celui en béton armé. Donc on opte pour la variante du canal en gabion.

4. Vérification de l'écoulement au niveau des franchissements

Dans notre zone d'étude on rencontre sept franchissements entre l'oued 3 et les voiries. Ses franchissements ont été réalisés sous forme de dalots de sections carrées (2*2m) munies d'ailes d'entrée et de sortie comme le montre la figure :

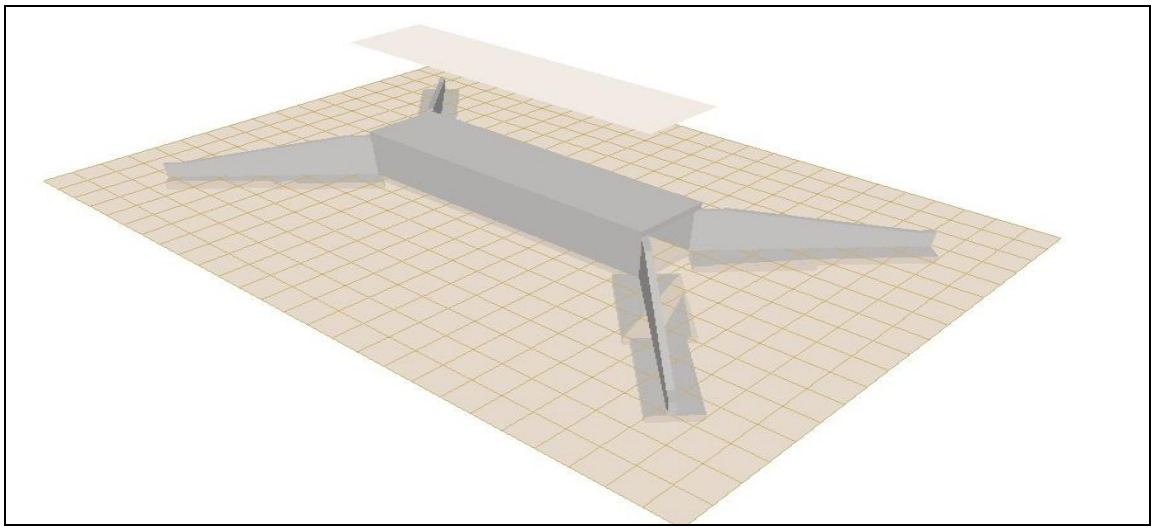

Figure VI 5 : Illustration des dalots.

Cette partie consiste en la vérification de l'écoulement à travers ces dalots. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI 14 : paramètres et dimensions des dalots (franchissements).

Franchissement	Section départ	Section arrivée	Distance (m)	Pente projet(%)	base dalot (m)	Tirant d'eau (m)	Hauteur dalot (m)
1	2290	2280	10	2.3	2	0.71	2

2	1821	1810	11	2.3	2	0.71	2
3	1584	1570	14	1.98	2	0.75	2
4	1347	1320	17	1.62	2	0.79	2
5	1000	986	14	1.62	2	0.79	2
6	460	440	20	1.59	2	0.8	2
7	34	30	4	2.26	2	0.72	2

Tableau VI 15 : paramètres de l'écoulement à travers les dalots.

Profil	Q(m^3/s)	V(m/s)	Froude	Tirant d'eau(m)	S_m(m^2)	P_m(m)	R_h(m)	régime
1	7.8	5.49	2.08	0.71	1.42	3.42	0.42	Torrentiel
2	7.8	5.49	2.08	0.71	1.42	3.42	0.42	Torrentiel
3	7.8	5.2	3.67	0.75	1.5	3.5	0.43	Torrentiel
4	7.8	4.94	3.14	0.79	1.58	3.58	0.44	Torrentiel
5	7.8	4.94	3.14	0.79	1.58	3.58	0.44	Torrentiel
6	7.8	4.88	3.03	0.8	1.6	3.6	0.44	Torrentiel

D'après les deux tableaux on remarque que l'écoulement est torrentiel dans tous les dalots ; et leurs dimensions sont largement suffisantes pour évacuer le débit de crue.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, trois variantes ont été proposées pour la protection du parc industriel d'Ouled Saber contre les crues de l'oued3. Par la suite, une étude technico-économique a été élaborée pour choisir la plus favorable.

Le choix final consiste principalement en une projection d'un canal en gabions.

Conclusion générale

Conclusion générale :

La réussite d'un projet d'aménagement requiert la collection d'un maximum de données (climatiques, hydrologiques et topographiques) dans le but d'avoir une présentation plus en plus proche de l'état réel du cours d'eau en question, afin de bien évaluer les risques et proposer les meilleurs variantes possibles.

La projection d'un futur parc industriel dans la zone d'Ouled Saber nécessite l'aménagement de ses cours d'eau pour limiter leurs débordements et rassurer les futurs investisseurs, d'où l'importance de notre travail.

Au cours de notre étude, nous avons analysé les données en notre disposition et déterminé les débits maximums pour chacun des cinq oueds traversant la zone, qui nous serviront pour la simulation des écoulements à l'aide du logiciel HEC-RASS. Mais en raison de bien détailler le travail nous avons choisi de ne continuer le travail qu'avec l'oued 3, vu l'importance de la longueur totale des oueds.

Finalement nous avons proposé trois variantes, mais après une étude technico-économique deux ont été éliminées pour finir par retenir la troisième qui consiste en une réalisation d'un canal en gabion à fond nu, de 1.5m de hauteur et de 2m de largeur.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] **TOUATI A, 2010.** Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algerien. mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

[2] **Degoutte, G., 2006.** Aide mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

[3] **Armando LENCASTRE**, Hydraulique Générale, 2eme édition, éditions EYROLLES, 1996.
HEC-RAS Users Manuel. US Army corps of engineers Hydrologic Engineering Center, version 4.1 january 2010.

[4] **BACHI, MOHAMED**. Problematique du risque inondation en milieu urbain; cas de l'agglomeration de Sidi Bel Abbes. 2011

[5] **BENNIS, Saad**. Hydraulique et hydrologie. PUQ, 2007.,2ème Edition, 2009.

[6] **BEN SIDI AHMED L'HACHIMI**, Etude d'aménagement de oued reghaia et ses affluents
pour la protection contre les inondations des communes de REGHAIA et OULED

[7] **HEDADJ (W.ALGER).** Mémoire d'ingénieur d'Etat en Hydraulique. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. Algérie, 2015.

[8] **CHAUDHRY, M. Hanif**. Open-channel flow. Springer Science & Business Media, 2007
DEGOUTTE, Gérard. Diagnostic, aménagement et gestion des rivières: hydraulique et morphologie fluviales appliquées. Éd. Tec & doc, 2012.

[9] **DUBREUIL, P**. Introduction à l'analyse hydrologique, Ed., Masson et Cie, 1974.
LENCASTRE, Armando. Hydraulique générale, édition Eyrolles. 1999.

[10] **MEYLAN, Paul**, FAVRE, Anne-Catherine, et MUSY, André. Hydrologie fréquentielle: une
science prédictive. PPUR presses polytechniques, 2008.

[11] **M. Hanif Chaudhry**, Open-Channel Flow, Second Edition, 2014. Règles parasismiques algériennes RPA 99/ Version 2003.