



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION DE
LA VILLE DE SOUR EL GHOZLANE
CONTRE LES INONDATIONS (W. BOUIRA)**

**PRESENTE PAR :
MAIDI Abdesslam**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
I. ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M. D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
A. HEBBOUCHE	M.C.B	Promoteur

Session septembre – 2020

ملخص

واد لكحل هو الرافد الرئيسي الذي يعبر مدينة سور الغزلان بولاية البويرة، بالإضافة الى احتوائه على عدة روافد أخرى تتراوح بين المتوسطة الى عالية الأهمية. تعتبر هذه الروافد مصدرا للفيضانات الناجمة عن الأمطار الغزيرة التي تعرفها المنطقة سنويا. الهدف من دراستنا هذه هو تقدير المنسوب المائي للفيضانات لكل نهر، وكذلك دراسة رد فعل المجاري المائية الطبيعية وإعداد خريطة المناطق الفيضية بواسطة البرامج الآتية: ArcGIS ، Hec GEO-RAS،HEC-RAS من اجل القيام بدراسة تقنية واقتصادية للمنشآت المقترحة لكل رافد، ثم الخروج بعد ذلك بالحلول الأكثر ملاءمة تقنيا واقتصاديا وحتى جماليا. وأخيرا قمنا بدراسة ثبات المنشآت المختارة بواسطة البرنامج GeoStudio مع تحديد تكاليف وفترة تنفيذ هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية : واد لكحل، البويرة، الفيضانات، الحلول، دراسة ثبات.

Résumé

Oued Lakhel est le principal affluent qui traverse la ville de Sour el Ghazlane (Bouira), en plus il contient plusieurs autres affluents allant de moyenne à grande importance. Ces fleuves sont une source d'inondations causées par les fortes pluies connues annuellement dans la région. L'objectif de notre étude est d'estimer le niveau d'eau des inondations pour chaque rivière, ainsi que l'étude de la réponse des cours d'eau naturels et de produire la carte des zones inondables par les logiciels suivants : HEC-RAS, Hec GEO-RAS, ArcGIS afin d'étudier les variantes proposées sur l'échelle technico-économie pour chaque tronçon et ensuite, on va choisir les solutions les plus appropriées techniquement, économiquement et esthétiquement. Finalement, on fait une étude de stabilité pour les variantes retenues par le programme GeoStudio et on détermine le coût et le délai de réalisation de ce projet.

Mots clés : Oued Lakhel, Bouira, inondations, solutions, étude de stabilité.

Abstract

The wadi of Lakhel is the main tributary crossing the town of Sour el Ghazlane, Bouira. In addition, it contains several other tributaries ranging from medium to large. These rivers are a source of flooding caused by the annual heavy rains that characterize the region. The objective of our study is to estimate the flood water level for each river, to study natural watercourses reaction, to produce the floodplain map by the using the following softwares: HEC-RAS, Hec GEO-RAS, ArcGIS in order to study the variants proposed on the technical-economy scale for each section and to choose the most appropriate solutions, technically, economically and aesthetically. Finally, a stability study is carried out for the variants selected by the GeoStudio program and the cost and time required to complete this project are determined.

Key words : Lakhel wadi, Bouira, flooding, solutions, project stability

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction.....	3
I.2. Données naturelles de la zone d'étude.....	3
I.2.1. Situation géographique	3
I.2.2. Milieu naturel.....	5
I.2.3. Sol et végétation.....	8
I.2.4. Infrastructure de base.....	8
I.3. Caractéristiques climatiques	10
I.3.1. Analyse climatique.....	10
I.3.2. Températures.....	11
I.3.3. Vitesse du vent.....	11
I.3.4. Humidité relative	11
I.3.5. Précipitations.....	12
I.4. Présentation du bassin versant d'Oued Lakhel	12
I.4.1. Introduction.....	12
I.4.2. La notion de bassin versant.....	12
I.4.2.1. Bassin versant topographique	12
I.4.2.2. Bassin versant hydrogéologique	13
I.4.3. Présentation de bassin versant	14
I.4.4. Caractéristiques morpho métriques.....	14
I.4.4.1. Surface	14
I.4.4.2. Périmètre	14
I.4.4.3. Longueur du cours d'eau principale	15
I.4.4.4. Indice de compacité de Gravelius	15
I.4.4.5. Facteur de forme Rf	15
I.4.4.6. Le rectangle équivalent.....	16
I.4.5. Les reliefs.....	17
I.4.5.1. Répartition de surface et courbes hypsométriques	17
I.4.5.2. Les altitudes caractéristiques :	19

I.4.5.3. Indice de pente globale « Ig »	20
I.4.5.4. Dénivelée spécifique « Ds » :	21
I.4.5.5. Indice de pente moyenne du bassin versant « Im »	22
I.4.5.6. Indice de pente de ROCHE « Ip »	23
I.4.5.7. Reliefs ratios	23
I.4.6. Caractéristiques du réseau hydrographique	25
I.4.6.1. Hiérarchisation du réseau.....	25
I.4.6.2. Densité de drainage.....	26
I.4.6.3. Pente moyenne du cours d'eau principale	26
I.4.6.4. Le temps de concentration	27
I.4.6.5. Vitesse moyenne de ruissellement.....	28

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Conclusion.....	30
II.1. Introduction	32
II.2. Géologie de la région d'étude.....	32
II.3. Sismicité de la région d'étude	34
II.4. Lithologie de la cuvette	36
II.4.1. Perméabilité de la cuvette.....	36
II.5. Stabilité des rives.....	36
II.6. Étude géotechnique.....	36
II.6.1. Prospection géotechnique de terrain.....	36
II.6.2. Prospection géotechnique de laboratoire.....	37
II.6.2.1. Nombre des essais	37
II.6.2.2. Mode opératoire des essais	37
II.6.3. Résultats des essais géotechniques de terrain et de laboratoire.....	38
Conclusion.....	39

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. Introduction	41
III.2. Précipitations.....	41
III.2.1. Echelle spatio-temporelle de l'étude hydrologique.....	41
III.2.2. Définition et démarche de l'analyse fréquentielle.....	43
III.2.3. Contrôle de la série des valeurs	43

III.2.4. Vérification de l'homogénéisation de la série.....	44
III.2.5. Choix du modèle fréquentiel.....	45
III.2.6. Ajustement du modèle fréquentiel.....	47
III.2.6.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	48
III.2.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	51
III.2.6.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi des extrêmes généralisée.....	53
III.2.7. Contrôle de l'ajustement.....	56
III.2.7.1. Démarche de test χ^2	56
III.2.7.2. Vérification de l'adéquation de la loi de Gumbel.....	57
III.2.7.3. Vérification de l'adéquation de la loi log normale.....	57
III.2.7.4. Vérification de l'adéquation de la loi de GEV.....	58
III.2.8. Exploitation du modèle fréquentiel.....	58
III.2.9. Pluies et intensités de courte durée.....	58
III.2.9.1. Calcul des Pluies et intensités maximales de courtes durée.....	58
III.2.9.2. Courbes I.D.F.....	62
III.3. Etude des crues.....	63
III.3.1. Identification des sous bassins versants.....	64
III.3.2.1. Formule de SOGREAH-ANRH.....	65
III.3.2.2. La méthode de SOKOLOVSKY.....	67
III.3.2.3. La méthode de TURAZZA.....	68
III.3.2.4. Résultats et discussion des différentes méthodes.....	70
III.3.2.5. Les hydrogrammes de crue (SOKOLOVSKY).....	71
III.4. Les Ecoulements.....	76
III.4.1. Détermination des apports liquides moyennes interannuels.....	76
III.4.1.1. Formule de l'ANRH.....	76
III.4.1.2. Formule de SAMIE.....	76
III.4.1.3. Formule de COUTAGNE.....	76
III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement.....	78
III.4.2.1. Module de l'écoulement.....	78
III.4.2.2. Module de l'écoulement relatif.....	78
III.4.2.3. Lamme d'eau écoulée.....	78
III.4.2.4. Coefficient de l'écoulement.....	79
III.5. Transport solide.....	79

III.5.1. Formule de Fournier.....	80
III.5.2. Formule de Tixeront.....	80
Conclusion.....	82

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS

IV.1. Introduction.....	84
IV.2. Description générale	84
IV.2.1. Oued Lakhhal.....	84
IV.2.2. Inondation de la ville de Sour el Ghozlane, causes et conséquences.....	85
IV.2.3. Caractéristiques morphologiques du cours d'eau	86
IV.3. Choix du modèle de calcul.....	87
IV.3.1. Présentation du logiciel HEC-RAS.....	87
IV.3.2. Les équations mises en jeu.....	88
IV.3.2.1. Le cas stationnaire.....	89
IV.3.2.2. Cas instationnaire.....	91
IV.3.3. Banque de données nécessaire à l'application du code de calcul HEC-RAS	92
IV.4. Démarche de la modélisation.....	92
IV.4.1. Modélisation de la rivière	92
IV.4.2. Présentation du logiciel HEC-Geo RAS	94
IV.4.3. Démarche de travail	94
IV.4.3.1. Transferts de données de HEC-Geo RAS à HEC-RAS	94
IV.4.3.2. Choix de coefficient de frottement	96
IV.4.3.3. Modélisation de l'écoulement.....	99
IV.4.3.4. Mise en marche de la simulation	99
IV.4.3.5. Visualisation des résultats.....	100
IV.5. Délimitation des zones inondables.....	100
Conclusion.....	102

CHAPITRE V : ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT

V.1. Introduction	104
V.2. Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude	104
V.2.1. Rappel du débit de projet.....	105
V.2.2. DESCRIPTION DES VARIANTES.....	105
V.2.3. Les formules de dimensionnement des canaux	108

V.2.3.1. Canal d'une forme trapézoïdale revêtu	108
V.2.3.2. Canal d'une forme rectangulaire revêtu	109
V.2.4. Marge de sécurité dans les canaux	111
V.2.5. Conception des canaux à projeter.....	112
V.2.6. Description des ouvrages particuliers.....	113
V.2.6.1. Ouvrages d'accumulation.....	113
V.2.6.2. Ouvrages de rejet.....	113
V.2.6.3. Ouvrages de raccordement	113
V.2.7. Calcul hydraulique	113
V.2.7.1. Canal A.....	114
V.2.7.2. Canal B.....	115
V.2.7.3. Canal C.....	116
V.2.7.4. Canal E.....	117
V.2.7.5. Canal D.....	118
V.2.8. Choix de la variante du projet	119
Conclusion.....	119

CHAPITRE VI : ETUDE DETAILEE DE L'AMENAGEMENT RETENU

VI.1. Introduction.....	121
VI.2. Etude de stabilité.....	121
V.2.1. Les méthodes de l'équilibre limite	121
V.2.2. La méthode de Morgenstern-Price 1965	122
VI.2.3. Modélisation numérique de la méthode de Morgenstern-Price 1965	124
VI.2.3.1. Présentation du logiciel GEO-SLOPE	124
VI.2.3.2. Application.....	124
VI.2.3.3. Les entrés	125
VI.2.3.4. Démarche de simulation	125
VI.2.3.5. Résultats de simulation	126
VI.2.4. Application d'une étude de stabilité d'un canal trapézoïdale.....	131
VI.3. Les différentes ouvrages et travaux effectués dans le projet	134
VI.3.1. Description des travaux.....	134
VI.3.1.1. Travaux de terrassement	134
VI.3.1.2. Construction en béton armé	135

VI.3.2. Détermination des différents volumes	135
VI.3.2.1. Volume des déblais des tranchés	135
VI.3.2.2. Volumes des remblais des tranchés	135
VI.3.2.3. Volume du lit de propreté	135
VI.3.2.4. Volume du béton armé	136
VI.4. Calcul de devis quantitatif & estimatif	136
VI.4.1. Devis quantitatif & estimatif du CANAL A	137
VI.4.2. Devis quantitatif & estimatif du CANAL B	138
VI.4.3. Devis quantitatif & estimatif du CANAL C	139
VI.4.4. Devis quantitatif & estimatif du CANAL E.....	140
VI.4.5. Devis quantitatif & estimatif du CANAL D	141
VI.5. Calcul le cout du mètre linéaire du projet	142
Conclusion.....	143

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1. Introduction.....	145
VII.2. Organisation de chantier	145
VII.2.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	145
VII.2.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	146
VII.2.2.1. Installations destinées au personnel.....	146
VII.2.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	146
VII.2.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	146
VII.2.2.4. Installation destinée pour la préfabrication	147
VII.2.3. Moyens du chantier.....	147
VII.2.3.1. Moyens humains.....	147
VII.2.3.2. Moyens matériels du chantier.....	147
VII.3. Planification.....	153
VII.3.1. Définition.....	153
VII.3.2. Les étapes de la planification.....	153
VII.3.3. Les techniques de planification	153
VII.3.3.1. Méthodes basées sur le réseau	153
VII.3.3.2. Méthodes basées sur le graphique	155
VII.3.4. Les paramètres de la méthode C.P.M	155

VII.3.6. La partie pratique	158
VII.2.6.1. La Méthode PERT	161
VII.2.6.2. La Méthode des Potentiels.....	162
VII.2.6.3. Le planning	163
VII.3.6.4. La Méthode de Tableau	164
VII.4. Protection et sécurité du travail	165
VII.4.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	165
VII.4.1.1. Facteurs humains	165
VII.4.1.2. Facteurs matériels	165
VII.4.2. Liste des conditions dangereuses.....	166
VII.4.3. Liste des actions dangereuses	166
VII.4.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	166
VII.4.4.1. Protection collective	166
VII.4.4.2. Protection individuelle.....	167
VII.4.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	168
Conclusion.....	170
CONCLUSION GENERALE	172

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1. Carte de situation géographique de la ville de Sour el Ghozlane.....	4
Figure I.2. Carte hypsométrique de la ville de Sour el Ghozlane	5
Figure I.3. Carte des courbes de niveau de la ville de Sour el Ghozlane.....	6
Figure I.4. Carte des pentes de la ville de Sour el Ghozlane	7
Figure I.5. Image satellitaire des routes de la ville de Sour el Ghozlane (Image de Google Street Map, télécharger le 19/04/2020 à 1:22 am).....	9
Figure I.6. Carte de limitation de bassin versant d'Oued Lakhhal.....	13
Figure I.7. Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Lakhhal	18
Figure I.8. Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Lakhhal.....	19
Figure I.9. Carte de relief de la ville d'Oued Lakhhal	24
Figure I.10. Carte de classification d'Horton de bassin versant d'Oued Lakhhal	25

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Figure II.1. Partie de la carte géologique de Sour el Ghozlane (ANRH).....	33
Figure II.2. Carte de micro zonage sismique du territoire national RPA99 version 2003.....	35

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure III.1. Démarche de l'analyse fréquentielle (Musy, 2005)	43
Figure III.2. Comportement asymptotique de la série.	46
Figure III.3. Graphique des quatre types de comportement asymptotique.....	46
Figure III.4. Graphe d'ajustement de la loi de Gumbel.....	50
Figure III.5. Graphique d'ajustement de la loi de Galton.....	53
Figure III.6. Graphique d'ajustement de la loi de GEV.	55
Figure III.7. Courbes des pluies de courte durée fréquence.	61
Figure III.8. Courbes des intensités de courte durée fréquence.....	61
Figure III.9. Courbe de pluies-durées-fréquences (ANRH).	62
Figure III.10. Courbe des intensités-durées-fréquences (ANRH).	62
Figure III.11. Carte de limitation des sous bassins versants d'Oued Lakhhal.....	64
Figure III.12. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 1.	71
Figure III.13. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 2.	72

Figure III.14. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3.	72
Figure III.15. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 4.	73
Figure III.16. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 5.	73
Figure III.17. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 6.	74
Figure III.18. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 7.	74
Figure III.19. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 8.	75
Figure III.20. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 9.	75

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS

Figure IV.1. Schéma conceptuel des fichiers d'un projet sur HEC-RAS.	88
Figure IV.2. Conservation de la charge entre deux sections (HEC-RAS, 2014).	90
Figure IV.3. Découpage de la section pour le calcul du frottement (HEC-RAS, 2014).	90
Figure IV.4. Description d'un élément de volume élémentaire de contrôle (HEC-RAS, 2014)	91
Figure IV.5. Modèle numérique de terrain (MNT) du bassin versant d'Oued Lakhel sous format de TIN (Trianguled Irregular Network).	93
Figure IV.6. Les différentes étapes pour définir le tracé d'un oued.	95
Figure IV.7. Description d'une section en travers par le code HEC-RAS.	98
Figure IV.8. Carte d'inondabilité de la ville de Sour el Ghozlane.	101

CHAPITRE V : ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT

Figure V.1. Schéma d'aménagement de protection contre les inondations de la ville de Sour el Ghozlane.	106
Figure V.2. Schéma d'un canal rectangulaire en béton.	112
Figure V.3. Schéma d'un canal trapézoïdal en béton armé.	112

CHAPITRE VI : ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU

Figure VI.1. Représentation graphique des forces sur une tranche par la méthode de Morgenstern-Price 1965.	122
Figure VI.2. Représentation graphique des fonctions sinusoïdales de la méthode de Morgenstern-Price 1965.	123
Figure VI.3. Simulation de la rive gauche de Canal A par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.	128
Figure VI.4. Simulation de la rive gauche de Canal B par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.	128

Figure VI.5. Simulation de la rive gauche de Canal C par le modèle SLOPE/W de.....	129
Figure VI.6. Simulation de la rive gauche de Canal E par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.....	129
Figure VI.7. Simulation de la rive gauche de Canal D par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.....	130

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VII.1. Compacteur à pneus. (Source : http://www.wbestroadmachine.fr)	147
Figure VII.2. Compacteur à rouleaux (Source : https://www.simplex.ca)	148
Figure VII.3. Décapeuse automotrice (Source : https://www.cableprice.co.nz)	149
Figure VII.4. Pelle hydraulique (Source : https://www.i.auto-bild.de)	150
Figure VII.5. Camion de chantier (Source : https://images.caradisiac.com)	150
Figure VII.6. Chargeur pneumatique (Source : https://www.batiactu.com).....	151
Figure VII.7. Bulldozer (Source : https://upload.wikimedia.org).....	152
Figure VII.8. Camion à bétonnière (Source : https://besthqwallpapers.com).....	152
Figure VII.9. Réseau a flèches de projet de protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations.....	161
Figure VII.10. Réseau a nœuds de projet de protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations.....	162
Figure VII.11. Diagramme de GANTT de projet de la protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations.....	163
Figure VII.12. Equipements de la protection individuelle.....	168

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1. Paramètres de la station pluviométrique.....	10
Tableau I.2. Moyennes mensuelles des températures (°C) (ONM).	11
Tableau I.3. Moyennes mensuelles de vitesse de vent (Km/h) (ONM)	11
Tableau I.4. Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%) (ONM).....	11
Tableau I.5. Moyennes mensuelles des précipitations (mm).....	12
Tableau I.6. Coordonnées du l'exutoire du bassin versant d'Oued Lakhel.	14
Tableau I.7. Le calcul de l'indice de compacité de Gravelius.	15
Tableau I.8. Calcul de facteur de forme.....	16
Tableau I.9. Paramètres de rectangle équivalent.	17
Tableau I.10. Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV.	19
Tableau I.11. Les altitudes caractéristiques du bassin versant d'Oued Lakhel.	20
Tableau I.12. Classification du relief (In Bonnard & Gardel, 1996).	21
Tableau I.13. Indice de pente global et classification.....	21
Tableau I.14. Classification du relief. (LABORDE, 2000)	22
Tableau I.15. Dénivelée spécifique.....	22
Tableau I.16. Indice de Pente moyenne du bassin versant.	23
Tableau I.17. Indice de Pente de ROCHE.	23
Tableau I.18. Indice de Relief du bassin versant.	24
Tableau I.19. Densité de drainage.....	26
Tableau I.20. Pente moyenne du cours d'eau principale.	27
Tableau I.21. Temps de concentration.	27
Tableau I.22. Vitesse de ruissellement.	28
Tableau I.23. Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant d'Oued Lakhel.....	29

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Tableau II.1. Tableau Récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques.	38
---	----

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.1. Pluies maximales journalières (1967-2011) de la Station de Sour el Ghozlane (ANRH)	42
Tableau III.2. Caractéristiques de la série des Pluies maximales journalières [1967-2011] de la Station de Sour el Ghozlane.	42
Tableau III.3. Calcul des paramètres du test de la médiane.	44
Tableau III.4. Résultats de test de la médiane.	45
Tableau III.5. Les paramètres de la droite de Gumbel.	49
Tableau III.6. Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Gumbel. ...	49
Tableau III.7. Calcul des quantiles pour la loi de Gumbel.	50
Tableau III.8. Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Galton.	51
Tableau III.9. Calcul des quantiles par la loi de Galton.	52
Tableau III.10. Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi GEV.	54
Tableau III.11. Calcul des quantiles par la loi de GEV.	55
Tableau III.12. Paramètres de test χ^2 pour la loi de Gumbel.	57
Tableau III.13. Paramètres de test χ^2 pour la loi log normale.	57
Tableau III.14. Paramètres de test χ^2 pour la loi de GEV.	58
Tableau III.15. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T.	60
Tableau III.16. Comparaison des résultats obtenus par les des deux méthodes.	63
Tableau III.17. Calcul de temps de concentration des différentes sous bassins versants.	65
Tableau III.18. Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retour.	66
Tableau III.19. Détermination du débit maximal probable différentes périodes de retour. ...	68
Tableau III.20. Valeurs de coefficient de ruissellement C.	69
Tableau III.21. Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retour.	69
Tableau III.22. Comparaison des trois approches.	70
Tableau III.23. Synthèse des résultats de calcul de lame d'eau écoulée (mm).	77
Tableau III.24. Résultats de calcul des apports liquides moyennes interannuels (Hm ³).	78
Tableau III.25. Résultats de calcul des caractéristiques de l'écoulement.	79
Tableau III.26. Les différentes valeurs de « α » selon la perméabilité. (MEDDI et al, 1999)	80
Tableau III.27. Résultats de calcul les Taux d'abrasion (T/Km ² /an).	81

Tableau III.28. Résultats de calcul des débits solides (T/an).	82
---	----

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS

Tableau IV.1. Classification de la sinuosité.....	86
Tableau IV.2. Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.....	97
Tableau VI.3. Valeurs récapitulatives de l'estimation du coefficient de Manning.	98

CHAPITRE V : ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT

Tableau V.1. Caractéristique des cours d'eau et description des variantes.	107
Tableau V.2. Caractéristiques importantes de variante d'aménagement.	107
Tableau V.3. Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdale.....	108
Tableau V.4. Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme trapézoïdale	109
Tableau V.5. Propriétés géométriques d'un canal rectangulaire.....	110
Tableau V.6. Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme rectangulaire.....	110
Tableau V.7. Valeurs du coefficient de rugosité. (Oussama et Rabie Aissa Madaoui, 2016).	111
Tableau V.8. Dimensions du canal A de nature rectangulaire en béton armé.	114
Tableau V.9. Dimensions du canal A de nature trapézoïdal en béton armé.	114
Tableau V.10. Dimensions du canal B de nature rectangulaire en béton armé.	115
Tableau V.11. Dimensions du canal B de nature trapézoïdal en béton armé.....	115
Tableau V.12. Dimensions du canal C de nature rectangulaire en béton armé.	116
Tableau V.13. Dimensions du canal C de nature trapézoïdal en béton armé.	116
Tableau V.14. Dimensions du canal E de nature rectangulaire en béton armé.	117
Tableau V.15. Dimensions du canal E de nature trapézoïdal en béton armé.....	117
Tableau V.16. Dimensions du canal D de nature rectangulaire en béton armé.	118
Tableau V.17. Dimensions du canal D de nature trapézoïdal en béton armé.	118

CHAPITRE VI : ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU

Tableau VI.1. Les caractéristiques géotechniques du sol. (Entreprise Des Etudes Techniques Et Géotechniques)	125
Tableau VI.2. Les coefficients de sécurité pour la rive droite de la variante retenue.....	126
Tableau VI.3. Les coefficients de sécurité pour la rive gauche de la variante retenue.....	126

Tableau VI.4. Les valeurs des rayons critiques pour la rive droite de la variante retenue. ...	127
Tableau VI.5. Les valeurs des rayons critiques pour la rive gauche de la variante retenue. ...	127
Tableau VI.6. Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.	130
Tableau VI.7. Le processus de l'aménagement retenu.	134
Tableau VI.8. Devis quantitatif & estimatif du CANAL A.	137
Tableau VI.9. Devis quantitatif & estimatif du CANAL B.	138
Tableau VI.10. Devis quantitatif & estimatif du CANAL C.	139
Tableau VI.11. Devis quantitatif & estimatif du CANAL E.	140
Tableau VI.12. Devis quantitatif & estimatif du CANAL D.	141
Tableau VI.13. Résultats du devis quantitatif & estimatif du projet.	142
Tableau VI.14. Résultats du cout de mètre linéaire du projet.	142

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII.1. Liste des opérations avec leurs durées.	159
Tableau VII.2. La décomposition de projet en opérations.	160
Tableau VII.3. La Méthode de Tableau.	164
Tableau VII.4. Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.	169

LISTE DES PLANCHES

- 1. Planche n° 1 :** PLAN DE SITUATION GENERAL D'OUED LAKHAL (W. BOUIRA).
- 2. Planche n° 2 :** CARTE D'INONDABILITE ET PROCESSUS D'AMENAGEMENT D'OUED LAKHAL (W. BOUIRA).
- 3. Planche n° 3 :** PROFILS EN LONG DES PARTIES EST, CENTRE, ET OUEST D'OUED LAKHAL (W. BOUIRA).
- 4. Planche n° 4 :** PROFILS EN TRAVERS DES PARTIES EST, CENTRE ET OUEST D'OUED LAKHAL (W. BOUIRA).

LISTE DES ABREVIATIONS

ONM : Office national météorologique ;

ANRH : Agence national des ressources hydriques ;

HEC-RAS : Hydrologic Engineering Center's River Analysis System ;

Min Ch. Al : Altitude du radier du canal ;

Vel chnl : 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 ;

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé ;

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'inondation est un fléau naturel, l'un des plus récurrents dans le monde et qui affecte de nombreuses populations. Cette fréquence est notamment liée à la multiplicité des causes qui peuvent provoquer une inondation. Quant aux conséquences, les dommages causés par ce fléau ne sont jamais moindres.

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie est victime d'inondations dévastatrices. Si par le passé ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains, où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables.

Les aménagements des cours d'eau voient le jour de plus en plus en Algérie à cause de la fréquence des inondations. Les pertes humaines et matérielles ont massivement augmenté chaque année, ceci n'est pas forcément dû à une occurrence ou une intensité plus grande des crues, mais à la croissance du facteur vulnérabilité.

Oued Lakhel est parmi les grands cours d'eau en Algérie, et à Bouira en particulier, qui est à l'origine d'inondations récurrentes engendrées par des précipitations intenses.

L'objectif de notre étude est d'aménager Oued Lakhel dans le cadre de la protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les risques des crues en envisageant le plan de travail suivant :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique.

Chapitre III : Etude hydrologique.

Chapitre IV : Calcul hydraulique du risque aux inondations.

Chapitre V : Etude de variantes d'aménagement.

Chapitre VI : Etude détaillée de l'aménagement retenu.

Chapitre V : Organisation de chantier.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction

Pour que nous puissions établir des aménagements au sein d'un bassin versant et appréhender les différentes composantes de l'écoulement et sa réponse à un événement pluvieux et comment cette réponse manifeste dans le temps et dans l'espace. Nous devons analyser les différentes caractéristiques du bassin versant du site et pouvoir les interpréter afin de cerner l'ensemble des facteurs déclenchant cette problématique, nommée l'inondation.

La présentation de la zone d'étude est basée sur des images satellitaires de bonne qualité de résolution de 8 m, qui ont été téléchargées via l'application TerraIncognita version 2.44 et un modèle numérique de terrain (MNT), extrait depuis le site officiel de l'Institut d'Études Géologiques des États-Unis (USGS).

I.2. Données naturelles de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

La ville de Sour el Ghozlane est située au Sud-Est d'Alger sur la route de Bousaada à 30 km de Bouira son chef-lieu de wilaya, elle est limitée :

- ✓ Au Nord par la commune : de Ain Bessem.
- ✓ A l'Est par les communes : de El Hachimia et El Hakimia.
- ✓ Au Sud par les communes : de Dirah et Maamora.
- ✓ A l'Ouest par les communes : de Dechmia et Raouraoua.

La figure (I.1) représente la situation géographique de la ville de Sour el Ghozlane.

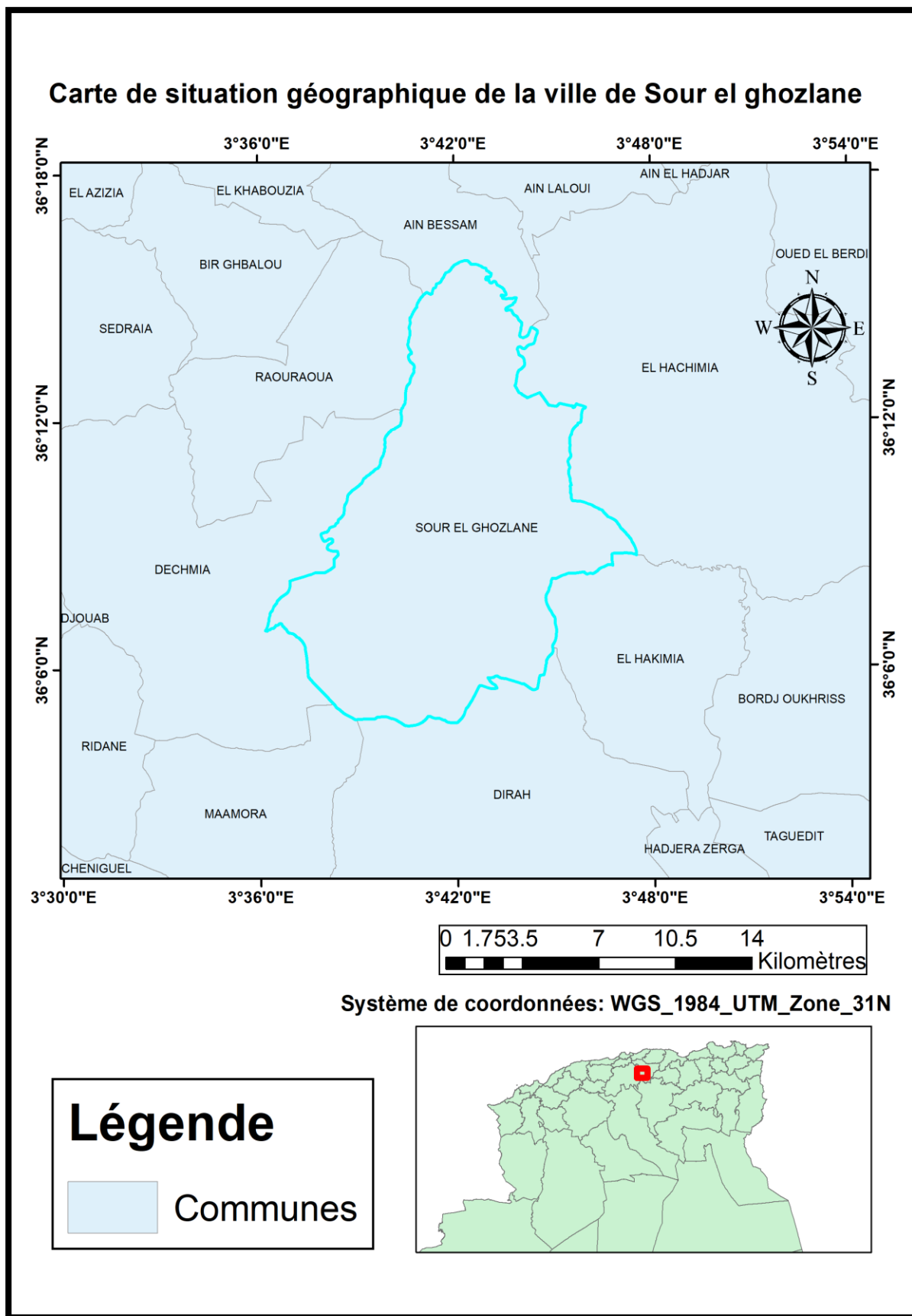


Figure I.1. Carte de situation géographique de la ville de Sour el Ghozlane

I.2.2. Milieu naturel

La ville de Sour el Ghozlane est localisée au Nord de l'Algérie, elle se situe au cœur de la chaîne des Bibans à une altitude moyenne de 960 m. Le territoire de la ville de Sour el Ghozlane est caractérisé par un relief montagneux et irrégulier dont la dénivelée est assez forte, ce qui donne des pentes accentuées.

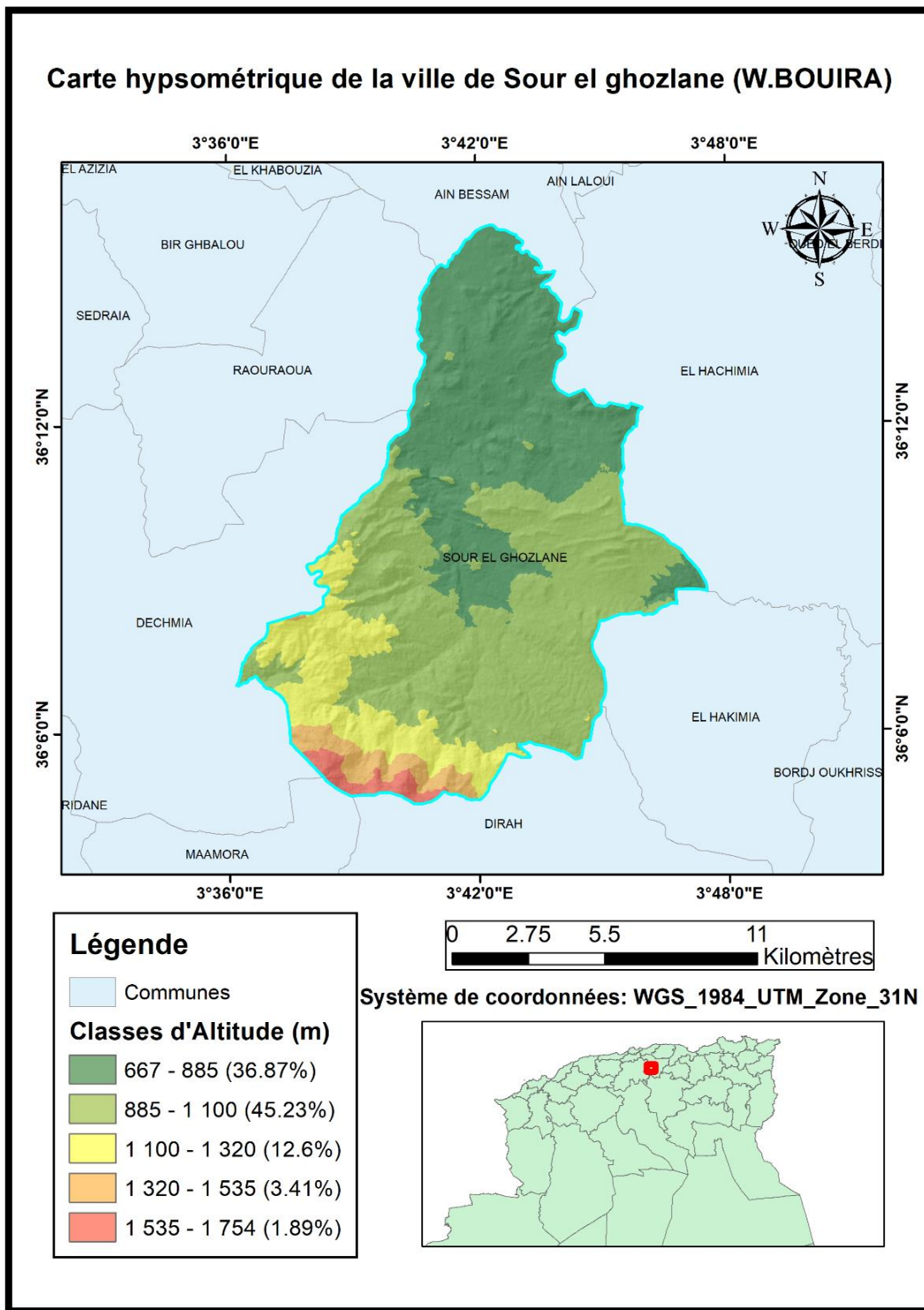


Figure I.2. Carte hypsométrique de la ville de Sour el Ghozlane

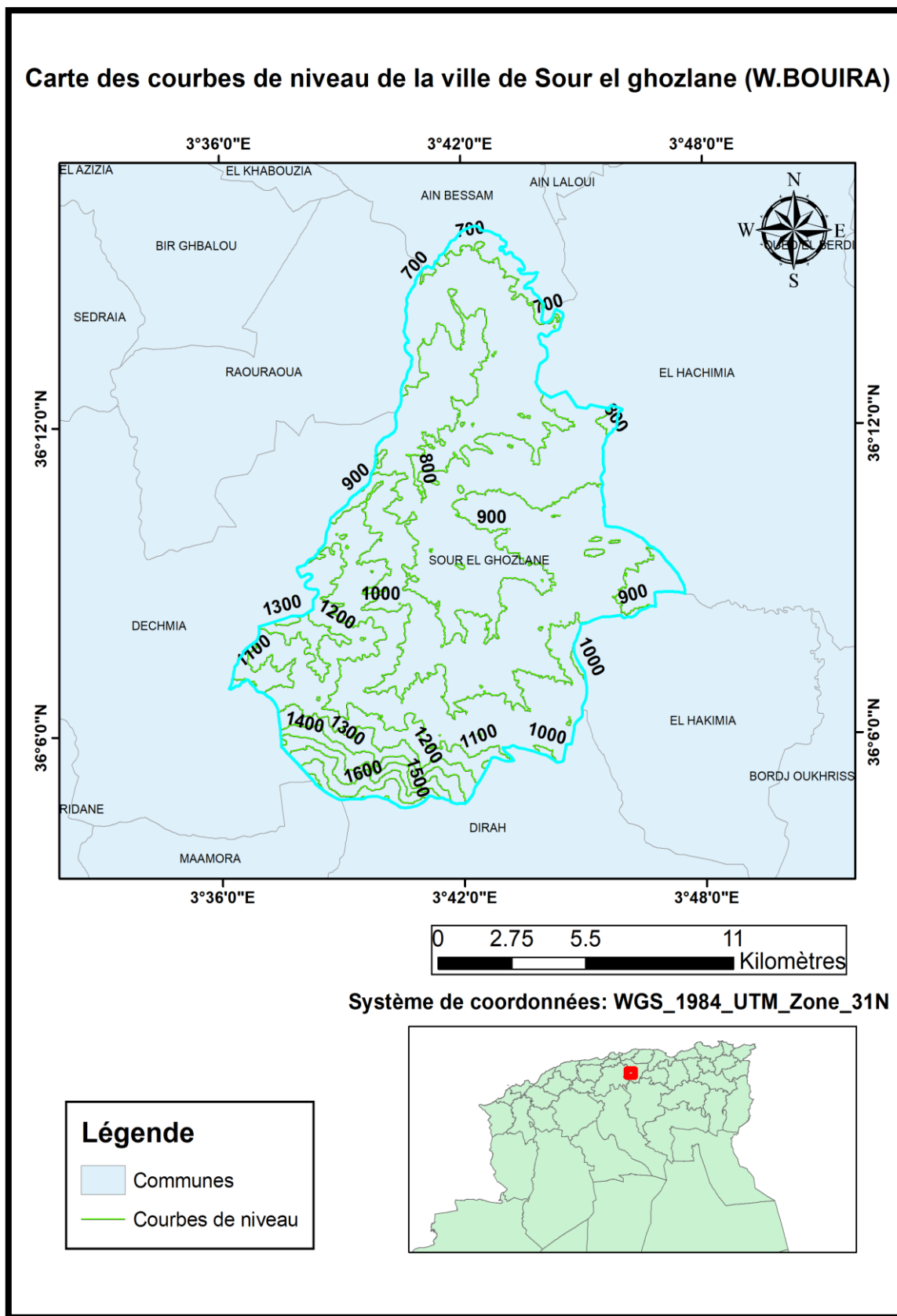


Figure I.3. Carte des courbes de niveau de la ville de Sour el Ghozlane

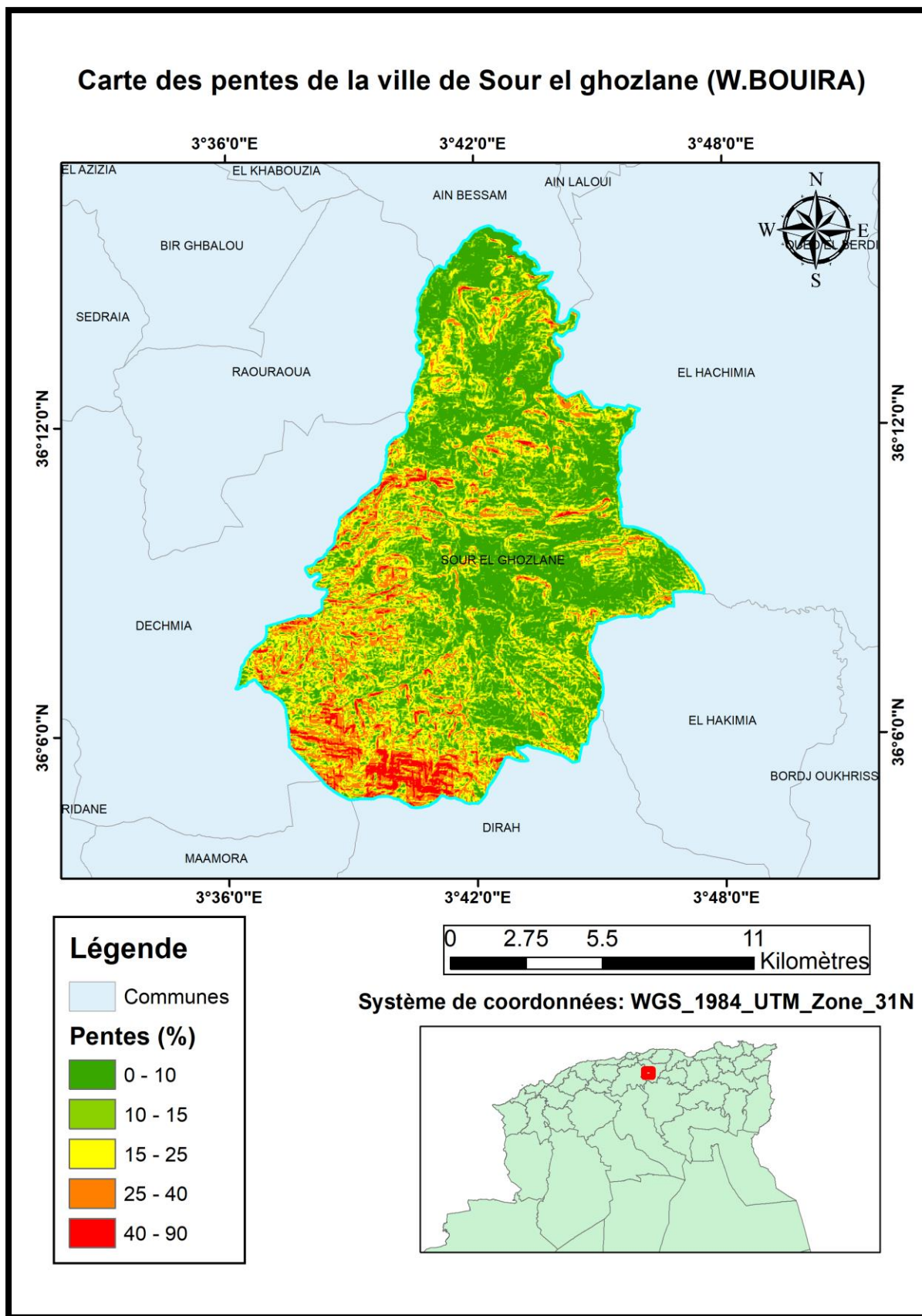


Figure I.4. Carte des pentes de la ville de Sour el Ghozlane

I.2.3. Sol et végétation

Les sols sont plus au moins calcaires dans les zones montagneuses et argileuses dans les plaines. Suivant leur structure Agro-pédologique, nous distinguons trois catégories principales de sol qui sont :

- ✓ Les sols fertiles à haut rendement agricole formant les plaines du littoral dont une partie est souvent marécageuse (bordures des oueds).
- ✓ Les sols cultivables mais parfois, accidentés et exposés à l'érosion, propices à la pratique des céréalicultures et de l'arboriculture rustique au niveau des pieds mont. Les sols pratiquement incultes formant les massifs montagneux rocaillieux accidentés et recouvertes de végétation forestière.

Le bassin versant de Sour El Ghozlane est en grande partie dépourvu de végétation sauf une partie au nord-ouest qui est occupée par les bois. Les oliviers occupent une partie mineure au niveau des zones hautes du bassin versant.

La population locale récolte le blé dur, l'orge, le sorgho. Les principales spéculations irriguées sont les céréales, les cultures maraîchères, fourrages et arboricultures.

I.2.4. Infrastructure de base

Le réseau routier se compose par quatre routes principales telles que :

- ✓ N8 : Lie la région du Nord-Ouest à la commune de Sour el Ghozlane.
- ✓ N62 : C'est une route importante qui ouvre la commune sur l'ouest.
- ✓ W20 : Lie la commune de Bordj Okhriss à la commune de Sour el Ghozlane.
- ✓ W127 : C'est un axe très important qui lie la commune de Sour el Ghozlane à la commune de Bouira (chef-lieu de wilaya).

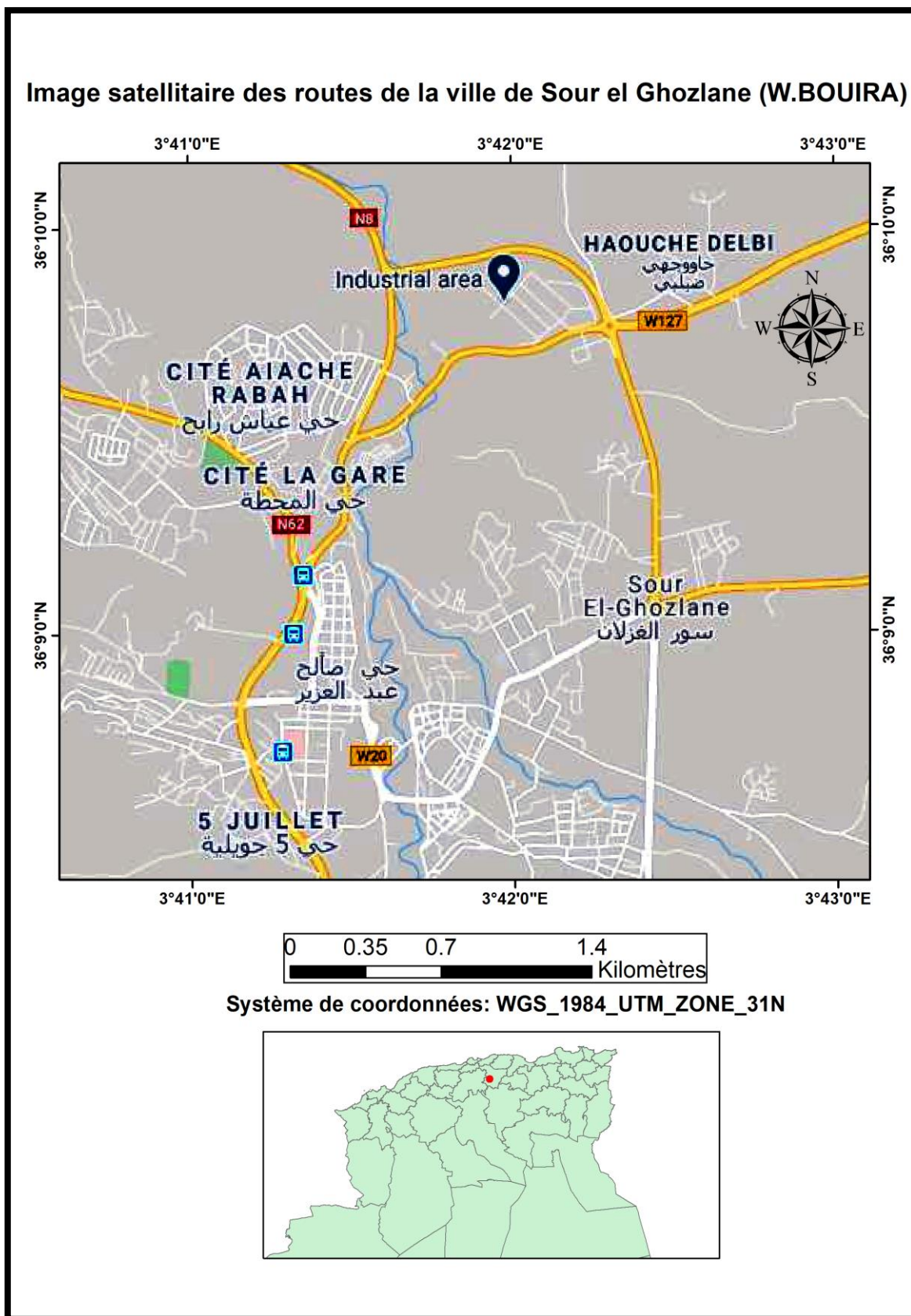


Figure I.5. Image satellitaire des routes de la ville de Sour el Ghozlane (Image de Google Street Map, télécharger le 19/04/2020 à 1:22 am)

I.3. Caractéristiques climatiques

Compte tenu de la non disponibilité d'une station météorologique à la région de Sour El Ghozlane, les caractéristiques climatiques sont établies à partir de l'exploitation des données de la station météorologique de Bouira, analogue et proche du lieu d'étude. Pour les précipitations, on exploite les données de la station pluviométrique de Sour El Ghozlane dont les paramètres sont présentés ci-dessous (Tableau I.1) :

Tableau I.1. Paramètres de la station pluviométrique.

Nom de la station	Sour El Ghozlane
Code (ANRH)	150101
Coordonnées	
X Lambert (Km)	590.6
Y Lambert (Km)	316.45
Altitude (m)	882
Appareil de mesure	Pluviomètre
Période de Fonctionnement	1970-2009

I.3.1. Analyse climatique

L'analyse des paramètres et indicateurs climatiques et hydro-climatiques sont considérés par les hydrologues et les hydrogéologues comme étant particulièrement discriminants sur le plan de la quantification et de l'exploitation et de la gestion des ressources en eau.

Ces indicateurs climatiques sont aussi des indicateurs commandant l'intensité des impacts anthropiques sur le milieu naturel. La région est située à la lisière méridionale du Tell. Elle subit les influences du climat méditerranéen et du climat subdésertique des régions hodnéenes. Elle a un climat continental avec un hiver froid, vigoureux, pluvieux et un été très chaud et très sec.

La partie climatologique et surtout l'analyse du régime pluviométrique qui constitue un élément essentiel de l'hydrologie appliquée dans les études de protection des villes contre les crues.

I.3.2. Températures

Nous distinguons des températures extrêmes allant de -1°C à 37°C . L'amplitude thermique annuelle est très élevée et elle est de l'ordre de 20° à 21°C entre l'été et l'hiver.

À la base des observations obtenues, la température moyenne annuelle est de 17.58°C . En terme saisonnier, les températures varient entre 8.9°C au mois de janvier jusqu'à 27.7°C au mois de juillet.

Tableau I.2. Moyennes mensuelles des températures ($^{\circ}\text{C}$) (ONM).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	An.
T($^{\circ}\text{C}$)	22.3	19.2	13.5	9.9	8.9	12.3	12.3	14.1	18.8	24.4	27.5	27.7	17.58

I.3.3. Vitesse du vent

La direction dominante des vents est Nord-Est et Sud-Ouest avec une vitesse moyenne de $3,4\text{ m/s}$.

Tableau I.3. Moyennes mensuelles de vitesse de vent (Km/h) (ONM)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	An.
V(Km/h)	12	12	9	6.84	14.4	18.4	15	12	13	13	10	11.5	12.26

I.3.4. Humidité relative

Le tableau (I.4) présente la répartition moyenne mensuelle de l'humidité de l'air, la moyenne annuelle étant de 63.1% . En terme saisonnier, l'humidité moyenne de l'air varie entre 35% au mois de juillet jusqu'à 78.9% aux mois de février.

Tableau I.4. Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%) (ONM)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	An.
Humidité (%)	65	72	79	72.7	76.3	78.9	68	60	52	50	35	48.1	63.1

I.3.5. Précipitations

Le tableau (I.5) donne la variation moyenne mensuelle de précipitation. La moyenne annuelle est de l'ordre de 437.5 mm

Tableau I.5. Moyennes mensuelles des précipitations (mm)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	An.
P(mm)	32.94	36.12	42.46	68.14	57.21	41.7	45.17	47	37.02	9.2	6.47	13.63	437.5

I.4. Présentation du bassin versant d'Oued Lakhel

I.4.1. Introduction

L'étude du bassin versant, la modélisation hydrologique, sur lequel manifeste les précipitations qui se transforment en écoulement, est une étape indispensable pour la réalisation d'un projet. Une transformation qui diffère d'un bassin à l'autre selon les caractéristiques hydromorphométriques du bassin et celles du réseau hydrographique.

Notre objectif est d'identifier et estimer ces caractéristiques afin de bien définir notre bassin versant.

I.4.2. La notion de bassin versant

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau qui est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval.

Selon la nature des terrains, nous serons amenés à considérer deux définitions :

I.4.2.1. Bassin versant topographique

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente.

I.4.2.2. Bassin versant hydrogéologique

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant. Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins. En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines ont plus de chance de se compenser.

N.B : pour notre cas on a pris en considération seulement la topographie, vue d'une part la grandeur de notre bassin, d'autre part l'absence des données géologiques.

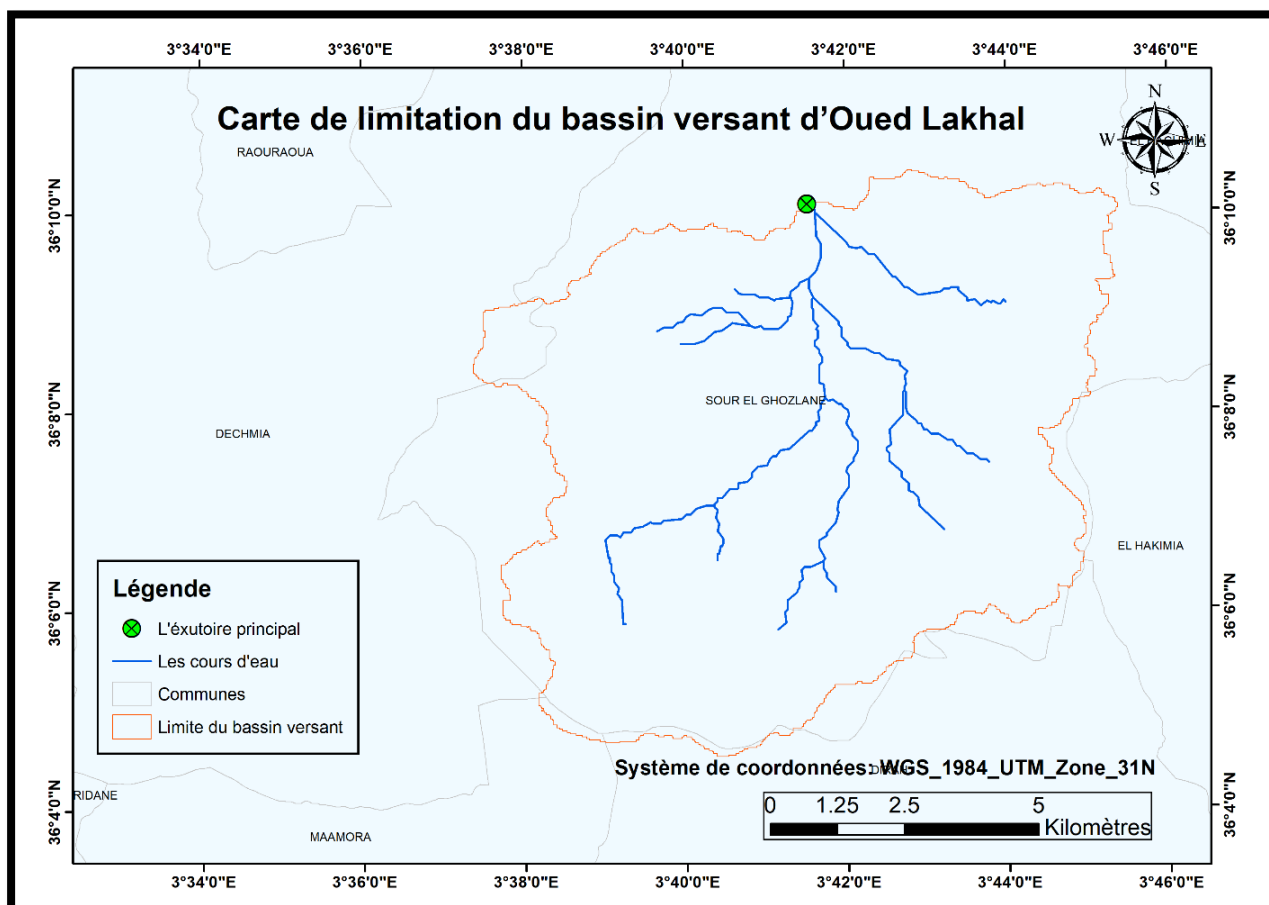


Figure I.6. Carte de limitation de bassin versant d'Oued Lakhal

I.4.3. Présentation de bassin versant

Le bassin versant d'Oued Lakhal, artère hydrographique primaire de la zone d'étude, abrite intégralement la zone urbaine de la ville de Sour el Ghozlane dans son exutoire à l'entrée au niveau du tissu urbain comme à la sortie. Il couvre globalement la plateforme urbanisée à son exutoire aval. Le bassin occupe la partie ouest du bassin de la Soummam. Il couvre une surface globale estimée à 91.044 km². Son altitude varie de 1806 m jusqu'à 819 m à son exutoire au nord de la ville. Ce bassin représente le premier cours d'eau important provoquant les inondations assez fréquentes de la ville de Sour el Ghozlane, particulièrement dans sa partie urbanisée, en favorisant par débordement les eaux pluviales intensives précipitées localement.

Le bassin versant relatif au site arrêté à l'exutoire pour étude a pour coordonnées selon la référence spatiale WGS 1984 UTM Zone 31 :

Tableau I.6. Coordonnées du l'exutoire du bassin versant d'Oued Lakhal.

Longitude X (m)	Latitude Y (m)	Altitude Z (m)
562218	4002766	819

I.4.4. Caractéristiques morpho métriques

L'utilisation des caractéristiques morphométriques a pour but de condenser en un certain nombre de paramètres chiffrés, la fonction $h = f(x, y)$ à l'intérieur du bassin versant (h altitude, x et y coordonnées d'un point du bassin versant).

Nous utiliserons trois différents types de paramètres morpho métriques.

N.B : Les différentes caractéristiques de bassin versant sont calculées par le logiciel **ArcGIS 10.3** à partir d'un MNT de résolution de 30 m capté par le satellite **ASTER GDEM 2**.

I.4.4.1. Surface

La surface du bassin versant est la première et la plus importante des caractéristiques, elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration...). La surface S d'un bassin s'exprime généralement en km².

I.4.4.2. Périmètre

Le périmètre « p » correspond à la limite extérieure du bassin, formant son contour et caractérisant sa longueur. Le périmètre P d'un bassin versant est exprimé en « Km ».

I.4.4.3. Longueur du cours d'eau principale

Il y a une grande diversité lors de choix de ce longueur entre les écoles d'Hydrologie dans le monde, les francophones considèrent que ce longueur égale à la longueur de cours d'eau qui a l'ordre le plus élevé après la classification du réseau hydrographique, les anglo-saxons choisissent la longueur de cours d'eau le plus long dans le réseau, des autres considèrent que ce longueur égale à la longueur de rectangle équivalent, des autres prend la valeur de **H15%-H85%** à partir de la courbe hypsométrique. Donc le choix est libre et on va considérer que cette longueur égale à la longueur de cours d'eau le plus long dans le réseau hydrographique, qui est situé dans le côté ouest de la zone d'étude. La longueur du cours d'eau principale est exprimée généralement en Km.

I.4.4.4. Indice de compacité de Gravelius

C'est la caractéristique de forme la plus utilisée. Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant la même surface (appelée aussi coefficient de capacité), il caractérise la forme du bassin et exprime son allongement.

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{(\pi.S)}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.1)$$

Avec :

P : Périmètre du sous bassin (Km).

S : Surface du sous bassin (Km²).

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

Tableau I.7. Le calcul de l'indice de compacité de Gravelius.

Nom du bassin	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Kc
Oued Lakhel	91.044	59.562	1.761

I.4.4.5. Facteur de forme Rf

Le facteur de forme est défini comme le rapport entre la superficie du bassin et le carré de la longueur du bassin. La valeur du facteur de forme serait toujours inférieure à 0,754 (pour un bassin versant parfaitement circulaire). Plus la valeur du facteur de forme est petite varie de 0.54, plus le bassin versant sera allongé.

$$Rf = \frac{S}{L_{cp}^2} \quad (I.2)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

Tableau I.8. Calcul de facteur de forme.

Nom du bassin	Surface (Km ²)	Lcp (Km)	Rf
Oued Lakhhal	91.044	14.656	0.424

I.4.4.6. Le rectangle équivalent

On définit le rectangle équivalent comme le rectangle de longueur « L » et de largeur « l » qui a la même surface et le même périmètre que le bassin versant, soit à l'aide de :

$$P = 2 * (L + l) \quad (I.3)$$

$$\text{Et} \quad S = L * l \quad (I.4)$$

On l'utilise également pour caractériser la forme d'un bassin, même il nous permet de comparer les sous bassins entre eux du point de vue écoulement.

Dans cette schématisation on considère que les caractéristiques de l'écoulement sont les mêmes que le bassin versant, et les courbes de niveaux sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites côtes.

Sa longueur « L_r » est donnée par :

$$L_r = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (I.5)$$

Sa largeur « l_r » est donnée par :

$$l_r = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (I.6)$$

Les résultats des paramètres morpho métriques sont résumés dans le tableau I.8 :

Tableau I.9. Paramètres de rectangle équivalent.

Nom du bassin	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Kc	Lr (Km)	lr (Km)
Oued Lakhal	91.044	59.562	1.761	26.335	3.457

Interprétation

Le bassin d'Oued Lakhal à une surface importante avec un « $Kc = 1.761$ » et un « $Rf = 0.424$ », signifiant que sa forme est allongée et le temps de concentration sera long c.-à-d. l'eau de ruissèlement arrive progressivement dans la zone urbaine, leur longueur vaut huit fois la largeur du rectangle équivalent.

I.4.5. Les reliefs

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 :

I.4.5.1. Répartition de surface et courbes hypsométriques

Cette courbe donne la surface S (en km² ou en % de la surface totale) où les altitudes sont supérieures à une cote h donnée, elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Cette courbe est établie en calculant pour différentes altitudes les surfaces situées au-dessus de la courbe de niveau correspondante.

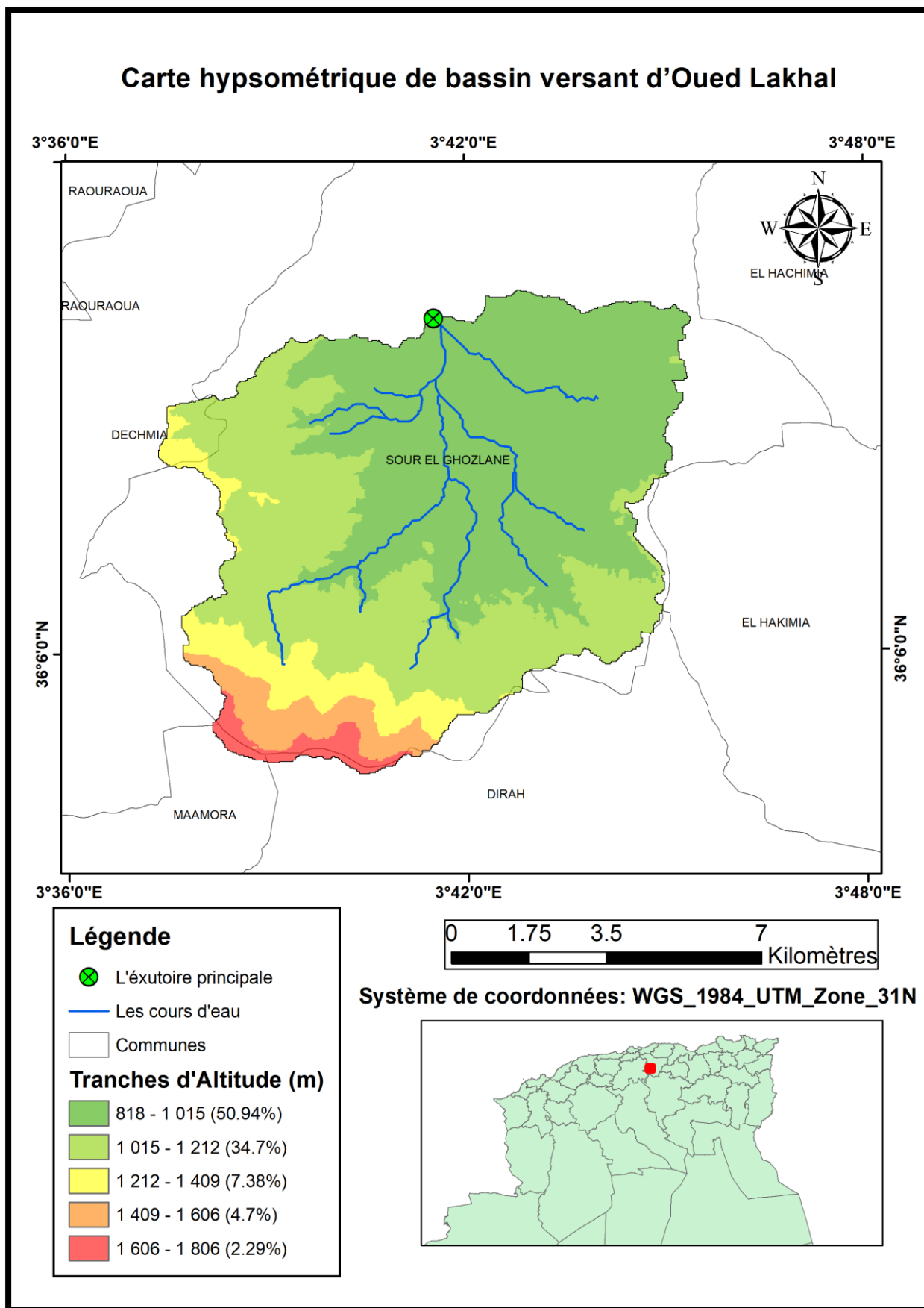


Figure I.7. Carte hypsométrique de bassin versant d'Oued Lakhal

Les résultats des surfaces partielles de bassin par tranche d'altitudes sont représentés au tableau suivant :

Tableau 1.10. Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du BV.

Altitude (m)	Surfaces partielles en Km ²	Surfaces partielles (%)	Hi (m)	Hi * Si (Km ² .m)	Surfaces cumulées (%)
1606 à 1806	2.083	2.288	1706	3553.598	2.288
1409 à 1606	4.283	4.704	1507.5	6456.623	6.992
1212 à 1409	6.715	7.377	1310.5	8800.008	14.369
1015 à 1212	31.586	34.696	1113.5	35171.011	49.065
818 à 1015	46.369	50.935	916.5	42497.189	100

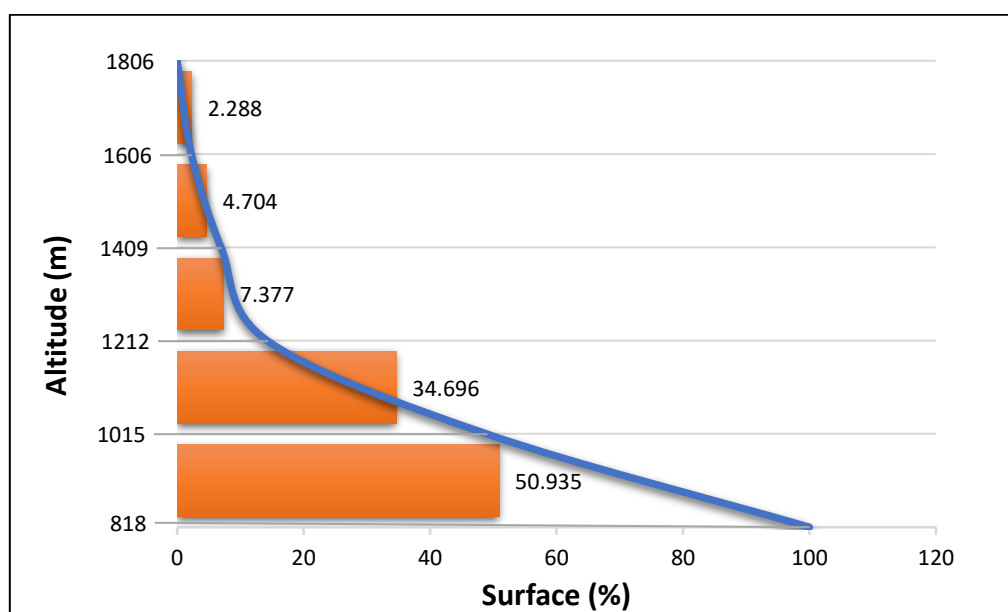


Figure I.8. Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Lakhal.

I.4.5.2. Les altitudes caractéristiques :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte hypsométrique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas, par rapport à l'exutoire. L'altitude médiane « H50 % » est déterminée sur la courbe hypsométrique. L'altitude moyenne « H_{moy} » est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n Si * Hi}{S} \tag{I.7}$$

Et :

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \quad (I.8)$$

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n), exprimée en(m).

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (n-1) et (n), exprimée en (Km²).

S : Surface totale du bassin versant en (Km²).

Tableau I.11. Les altitudes caractéristiques du bassin versant d'Oued Lakhel.

Nom de bassin	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Altitude médiane (m)	Altitude moyenne (m)
Oued Lakhel	1806	818	1011.5	1059.783

I.4.5.3. Indice de pente globale « I_g »

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. Il sert de base à une des classifications ORSTOM pour des bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25 km² (Laborde, 2000). Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique.

L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad (I.9)$$

Avec :

D : Dénivelée entre H50% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

H50% et H95% : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S50% et S95%.

Tableau I.12. Classification du relief (In Bonnard & Gardel, 1996).

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 \leq I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 \leq I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 \leq I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 \leq I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 \leq I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 \leq I_g$

Tableau I.13. Indice de pente global et classification.

Nom de bassin	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} - H _{95%}	Lr (m)	I _g (m/m)	Classification
Oued Lakhal	1478	837	641	26335	0.0243	Relief assez fort

I.4.5.4. Dénivelée spécifique « D_s » :

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique « D_s » ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{S} .

$$D_s = I_g * \sqrt{Lr * lr} = D * \sqrt{\frac{lr}{Lr}} \quad (I.10)$$

Avec :

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

lr : largeur du rectangle équivalent (Km).

Lr : longueur du rectangle équivalent (Km).

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie (D = H_{5%} et H_{95%}) et de la forme du bassin (l/L).

Elle donne lieu à une deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M., indépendante des surfaces des bassins :

Tableau I.14. Classification du relief. (LABORDE, 2000)

R1	Relief très faible	Ds < 10m
R2	Relief faible	10 m < Ds < 25 m
R3	Relief assez faible	25 m < Ds < 50 m
R4	Relief modéré	50 m < Ds < 100 m
R5	Relief assez fort	100 m < Ds < 250 m
R6	Relief fort	250 m < Ds < 500 m
R7	Relief très fort	500 m < Ds

Tableau I.15. Dénivelée spécifique.

Le bassin	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	D (m)	Lr (Km)	Ir (Km)	Ds (m)	Classification
Oued Lakhal	1478	837	641	26.335	3.457	232.242	Relief assez fort

I.4.5.5. Indice de pente moyenne du bassin versant « Im »

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante, elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration Tc) et elle influence directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

Elle est donnée par :

$$I_m = \frac{\Delta H}{L_r} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \quad (I.11)$$

Avec :

H_{max} : altitude maximale (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

ΔH : La plus grande dénivelée (m).

Lr : la longueur du rectangle équivalent (m).

Tableau I.16. Indice de Pente moyenne du bassin versant.

Bassin	Hmax (m)	Hmin (m)	ΔH (m)	Lr (m)	I_m (%)
Oued Lakhall	1806	818	988	26335	3.752

I.4.5.6. Indice de pente de ROCHE « Ip »

Cet indice caractérise la pente globale du bassin versant, elle est définie par :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_1^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (I.12)$$

Avec :

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

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

Par ailleurs, cet indice simple I_p est étroitement corrélé avec l'indice de pente de ROCHE par :

$$I_p = \frac{1}{0.8} \sqrt{I_g} \quad (I.13)$$

Avec :

I_g : Indice de pente globale.

Tableau I.17. Indice de Pente de ROCHE.

Bassin	I_g	I_p
Oued Lakhall	0.0243	0.195

I.4.5.7. Reliefs ratios

Les Anglo-Saxons utilisent d'autres indices de pente I_{as} que nous ne citerons que pour confirmer les résultats, elle est donnée par :

$$I_{as} = \frac{\Delta H}{L_{cp}} \quad (I.14)$$

Avec :

ΔH : La plus grande dénivelée (m).

L_{cp} : la longueur du plus grand thalweg (m).

Tableau I.18. Indice de Relief du bassin versant.

Bassin	Hmax (m)	Hmin (m)	ΔH (m)	Lcp (m)	I_{as} (%)
Oued Lakhal	1806	818	988	14656	6.741

Interprétation

Après le calcul des différentes paramètres et indices de relief, on va constater que le relief de bassin versant d'Oued Lakhal est assez fort et on peut vérifier ce résultat facilement lorsque on met un coup d'œil sur la carte de relief suivante, on remarque que le relief de notre bassin versant est accidenté, il est incliné surtout par rapport à les zones qui situées au sud de notre bassin versant.

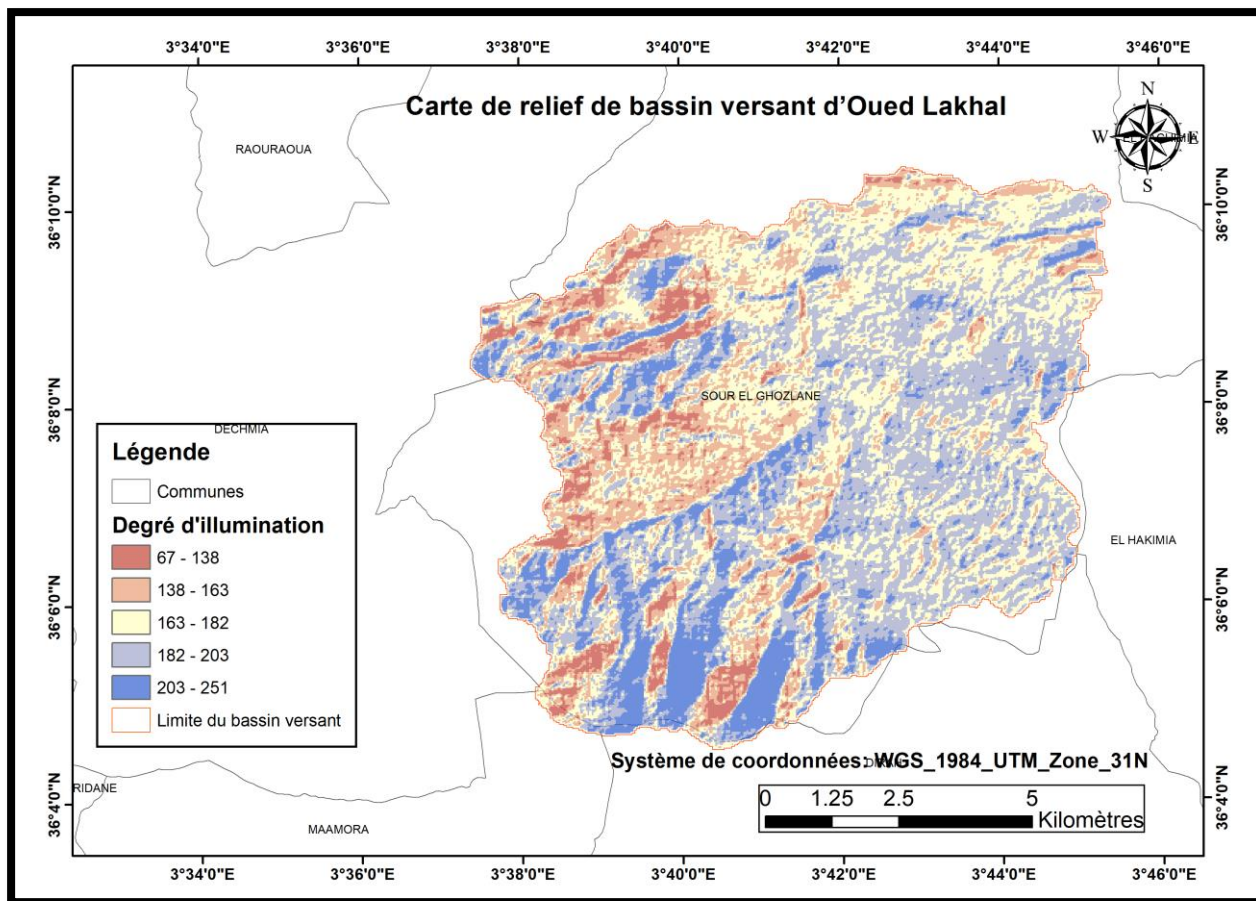


Figure I.9. Carte de relief de la ville d'Oued Lakhal

I.4.6. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

I.4.6.1. Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro en fonction de son importance. Parmi toutes ces classifications, nous adapterons celle de Horton.

La classification d'Horton (1945) est vraisemblablement la plus célèbre en hydrologie. Elle consiste à envisager le déploiement du réseau de l'amont vers l'aval. La numérotation choisie est celle de Schumm (1956) et de Strahler (1954a; 1954b; 1957) : chacune des sources est numérotée 1, puis chaque fois qu'un drain de même ordre conflue, on passe au numéro supérieur (Forriez et al, 2009).

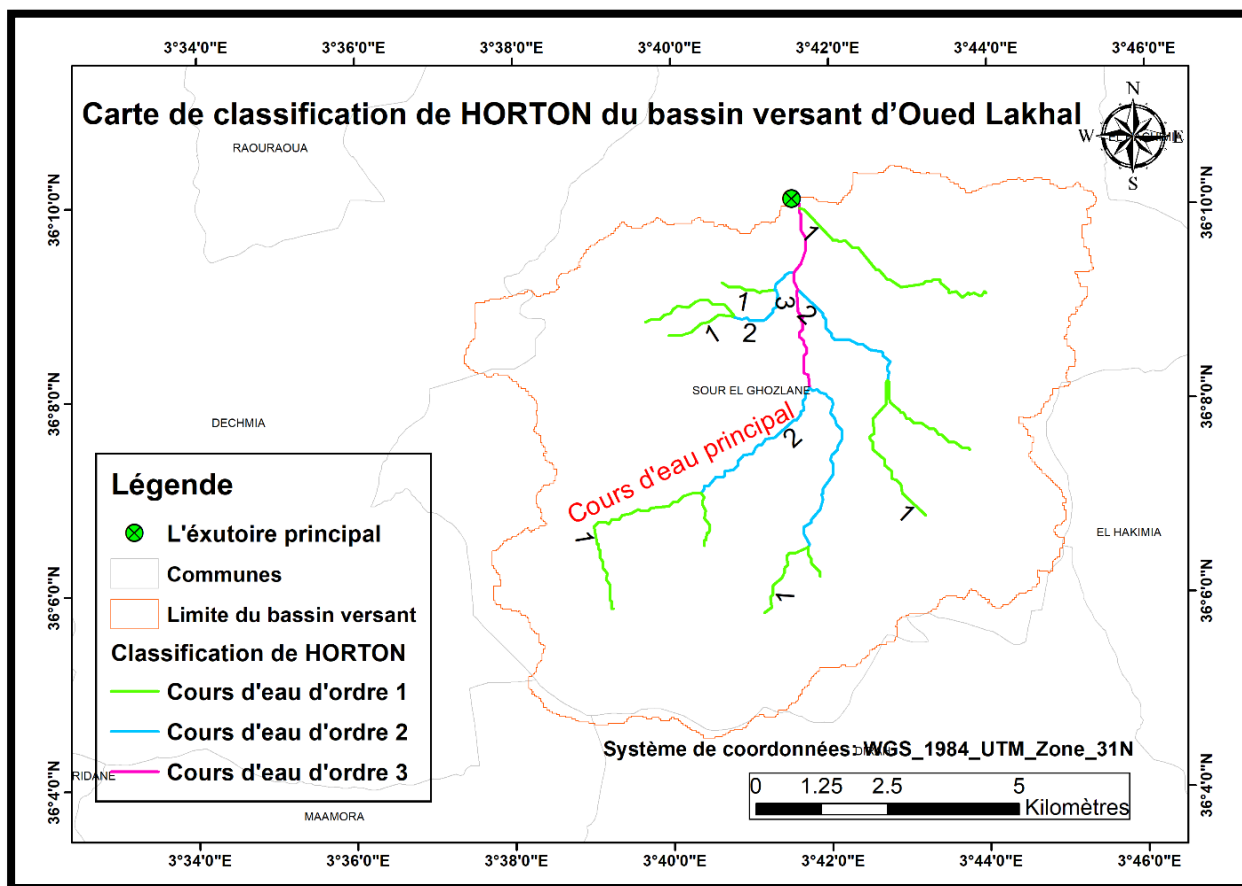


Figure I.10. Carte de classification d'Horton de bassin versant d'Oued Lakhal

I.4.6.2. Densité de drainage

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « Li » du bassin versant, à la surface totale « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en (Km / Km²).

Le calcul de la densité de drainage se fait à l'aide de la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad (I.15)$$

Avec :

Dd : densité de drainage [km/km²].

Li : longueur de cours d'eau [km].

S : surface du bassin versant [km²].

Tableau I.19. Densité de drainage.

Nom de bassin	$\sum Li$ (Km)	S (Km ²)	Dd (Km/Km ²)
Oued Lakhel	38.098	91.044	0.418

I.4.6.3. Pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau atteint 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.

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (I.16)$$

Avec :

I_{cp} : pente moyenne du cours d'eau principale [m/m].

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distants [m].

ΔL : Distance entre ces deux points [m].

Tableau I.20. Pente moyenne du cours d'eau principale.

Nom de bassin	ΔH (m)	ΔH (Km)	ΔL (Km)	I_{cp} (%)
Oued Lakhel	1600 – 818	0.782	14	5.586

I.4.6.4. Le temps de concentration

Le temps de concentration T_c représente, le temps que met la particule d'eau la plus hydrauliquement éloignée pour atteindre l'exutoire. Ce temps influe directement sur l'ampleur de la crue, dont une valeur élevée caractérise la lenteur de la crue dans le temps, par contre une valeur petite en engendre une propagation instantanée de celle-ci.

Le temps de concentration sera estimé à l'aide des 3 formules empiriques suivantes :

Tableau I.21. Temps de concentration.

Auteurs	Formules	Unités	Temps de concentration en minutes.
Ventura	$76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp} \cdot 100}}$ ($S > 10 \text{Km}^2$, pente faible)	S en km^2 , I_{cp} en m/m.	308
U.S.Corps	$16.682 * \left(L_{cp} \times \frac{I_{cp}^{0.25}}{1000} \right)^{0.77}$	I_{cp} en m/m, L_{cp} en m	76
Kirpich	$0.0195 * \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_{cp}^{0.385}}$ ($20 < S < 100 \text{Km}^2$, bassins urbains et périurbains)	I_{cp} en m/m, L_{cp} en m	96

Avec :

S : La surface du bassin versant.

L_{cp} : La longueur du talweg principale.

I_{cp} : pente moyenne du cours d'eau principale.

Comparaison

Nous remarquons que les résultats sont différents, mais on opte pour les valeurs données par la formule de Kirpich, à cause de l'efficacité et la pertinence de cette formule et vu le contexte dans laquelle a été élaborée.

I.4.6.5. Vitesse moyenne de ruissellement

C'est la vitesse par laquelle l'eau s'écoule dans le réseau hydrographique pour atteindre l'exutoire, elle est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_c}{T_c} \quad (\text{I. 17})$$

Avec :

L_{cp} : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure].

Tableau I.22. Vitesse de ruissellement.

Bassin	L_{cp} (Km)	T_c (heure)	V_R (Km/h)
Oued Lakhel	14.656	1.6	9.16

Tableau I.23. Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant d'Oued Lakhel.

Caractéristiques		Bassin d'Oued Lakhel
1-Morphométrie		
Surface (Km ²)		91.044
Périmètre (Km)		59.562
Rectangle équivalent	Longueur (Km)	26.335
	Largeur (Km)	3.457
L'indice de compacité de Gravelius « Kc »		1.761
Le facteur de forme « Rf »		0.424
2-Les reliefs		
Les altitudes caractéristiques		
Altitude maximale (m)		1806
Altitude minimale (m)		818
Altitude moyenne (m)		1059.783
Altitude médiane (m)		1011.5
Altitude 5% (m)		1478
Altitude 95% (m)		837
Les indices		
Indice de pente globale (%)		2.43
Dénivelé spécifique (m)		232.242
Indice de pente de Roche (%)		19.5
Reliefs ratios (%)		6.741
3-Le réseau hydrographique		
Densité de drainage (km /km ²)		0.418
Pente moyenne du cours d'eau (%)		3.752
Longueur du cours d'eau principal (km)		14.656
Temps de concentration (h)		1.6
Vitesse moyenne de ruissellement (km /h)		9.16

Conclusion

Après avoir bien analysé et interprété les différents paramètres, dont chacun a un rôle direct sur la transformation de la pluie nette en écoulement et la manifestation de celui-ci dans le bassin versant, alors la synthèse finale sera ainsi :

Le bassin versant d'Oued Lakhel est caractérisé par une surface importante qui englobe toute la ville de Sour el Ghoulane.

La crue est caractérisée par des vitesses élevées en amont voir la pente du cours d'eau et surtout le temps de concentration qui nécessite 96 minutes. Selon ces paramètres, on constate que les eaux de la crue s'accumulent très rapidement dans la zone et la capacité du cours d'eau sera dépassée ce qui donnera lieu à des débordements des eaux avec un débit important qui sera drainé en aval.

CHAPITRE II

**ETUDE GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE**

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. Introduction

Les études géologiques et géotechnique sont des phases très importants dans la conception des aménagements des cours d'eau, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits dans la zone d'étude et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituent le relief. Ces derniers doivent répondre aux questions concernant :

- ✓ La stabilité mécanique et l'étanchéité de l'oued aménagé.
- ✓ L'étanchéité et la stabilité de la zone d'étude.
- ✓ L'existence des matériaux nécessaires dans l'aménagement.

II.2. Géologie de la région d'étude

Selon la carte géologique de Sour El Ghozlane à l'échelle 1/50.000e, le terrain est composé d'argile et de calcaire reposant sur des argiles à gangue marneuse. Afin d'établir cette étude, des puits de reconnaissance ont été ouverts à l'aide d'un rétro chargeur. Les échantillons sont composés de marne argileuse surmontant des limons bruns beiges argileux.

Les essais de laboratoire montrent qu'il s'agit d'une argile peu plastique à plastique. Ces argiles sont inactives et sur-consolidées. Les sols présentent une agressivité forte vis à vis des sulfates et sont inorganiques.

L'étude de laboratoire des caractéristiques physico-mécaniques du terrain a été exécutée par l'entreprise d'études technique et géotechnique, nous donnons ci-après une caractéristique des éléments géologiques bien déterminé.

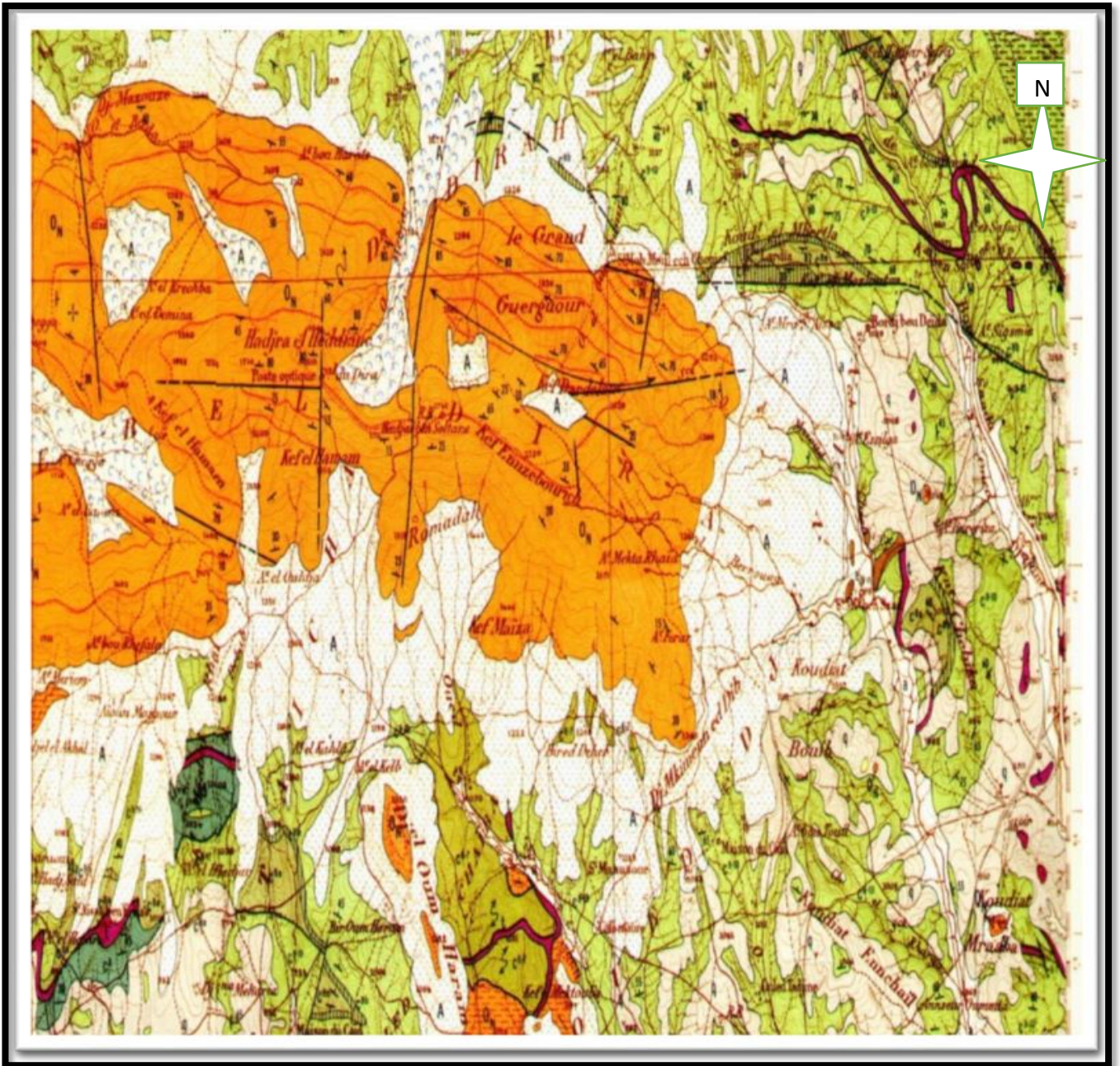


Figure II.1. Partie de la carte géologique de Sour el Ghozlane (ANRH).

Légende

LÉGENDE	
Quaternaire :	
	Alluvions récentes et actuelles, sebkhas et croutes gypso-salines
	Alluvions, regs et terrasses d'origine continentale
Pliocène-Villafranchien :	
	Argiles rouges, calcaires lacustres, conglomérats (site de la retenue)
Miocène :	
	Argiles, grès et calcaires
	Marnes et gypses du miocène d'origine marine
Eocène :	
	Eocène moyen marin : calcaires et marnes
	Eocène inférieur : calcaires marneux en bancs peu épais et marnes
Crétacé :	
	Crétacé supérieur : calcaires et marnes
	crétacé moyen : Marnes, calcaires et grès
	Crétacé inférieur : calcaires marneux, marnes argileuses
Trias :	
	Marnes bariolées, cargneules, dolomies et gypses

II.3. Sismicité de la région d'étude

L'Algérie a, tout le temps, été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individus et aux collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour plusieurs d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chleff dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages...) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épiscoptrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, biens économiques et sociaux...).

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenu dans le règlement R.P.A.1999 version 2003 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d’usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l’importance décroissante qu’il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d’accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 99 version 2003 en fonction du groupe d’usage de l’ouvrage et y est déterminé par la méthode de SHAH et al. En 1975 ; c’est une méthode probabilistique basée sur des cartes d’isoaccélération déduites de la sismicité historique de l’Algérie.

L’application de cette dernière se base sur l’accélération dite de « Dommage » à déterminer avec des hypothèses pour les groupes d’usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années respectivement).

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable ;
- ✓ Zone I : sismicité faible ;
- ✓ Zone II : sismicité moyenne ;
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

Le site de l’aménagement de la Commune de Sour al Ghozlane, Wilaya de Bouira est situé dans la zone « II a » (zone caractérisée par une moyenne intensité sismique d’après R.P.A).

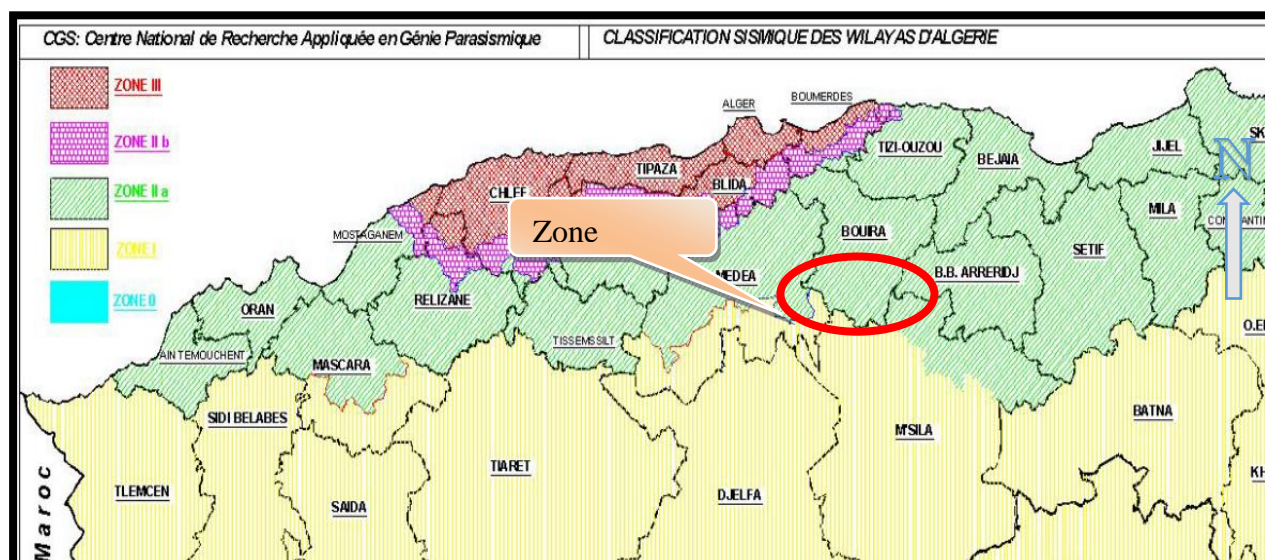


Figure II.2. Carte de micro zonage sismique du territoire national RPA99 version 2003.

II.4. Lithologie de la cuvette

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés par l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette).

L'ensemble des formations géologiques au niveau de la cuvette sont constituées par des alluvions actuelles et récentes du lit majeur d'Oued Lakhhal constituées par des limons, sables et graviers couvrant le terrain de fond (substratum) de la cuvette constituée par des argiles sur les deux rives. L'argile constitue le terrain de la cuvette, donc elle est étanche.

II.4.1. Perméabilité de la cuvette

Les alluvions actuelles et récentes sont perméables, au contraire les argiles du Mio-Pliocène sont d'une perméabilité faible à très faible, à l'exception de la couche supérieure (1-2) m altérée qui est d'une perméabilité modérée.

Deux essais de perméabilité à l'œdomètres (à charges variables) ont été effectués sur les deux échantillons prélevés. La valeur du coefficient de perméabilité K est de $1.3 \cdot 10^{-8}$ cm/s. Il s'agit d'un sol imperméable.

II.5. Stabilité des rives

Les talus que l'on peut voir le long d'Oued Lakhhal sont soit à l'état stable soit ils n'existent pas et l'on confond dans ce cas le lit majeur avec le lit mineur de l'oued. Les rives ne demandent pas de traitement particulier pour un confortement éventuel. Cependant, les matériaux fins qui composent les rives de l'oued sont facilement érodables puisqu'elles ne sont pas rocheuses et que dans ce cas, elles doivent être protégées par un revêtement en dur pour qu'ils puissent résister aux plus fortes crues.

II.6. Étude géotechnique

II.6.1. Prospection géotechnique de terrain

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté à :

- ✓ Réaliser des fouilles de profondeurs différentes, en différentes zones de l'aménagement.

- ✓ Décrire visuellement (parfois avec prise de photo) et prélever à différents niveaux des échantillons pour l'analyse géotechnique le but étant la détermination de la structure géo - mécanique des terrains de l'aménagement.

II.6.2. Prospection géotechnique de laboratoire

II.6.2.1. Nombre des essais

Dans le contexte de l'étude géotechnique, quatre (4) type d'essais a été réalisé

➤ Essais physiques d'identification et de classification

1. Teneur en eau naturelle (W_n)	03 essais
2. Poids volumique sec (γ_a)	03 essais
3. Degré de saturation (S_r)	03 essais
4. Limite de liquidité (WL)	03 essais
5. Indice de plasticité (I_p)	03 essais
6. Granulométrie et Sédimentométrie	03 essais

➤ Compressibilité à l'odomètre

1. Coefficient de gonflement
2. Pression de pré consolidation

➤ Cisaillement rectiligne à la boîte UU

1. Cohésion (**C_{cu}**)
2. Angle de frottement (**φ_{cu}**)

➤ Compactage selon Proctor normal

1. Teneur en eau optimale (**W_{opt}**)
2. Densité sèche optimale (**γ_{dop}**)

II.6.2.2. Mode opératoire des essais

On définit brièvement le mode opératoire de chaque essai

- **Essais physiques d'identification et de classification** : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale (normes Afnor).
- **Essais de cisaillement rectiligne** : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal.

- **Essais de compactage** : Effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (Pression constante).
- **La perméabilité** : a été calculée à partir de l'essai œdométrique.

II.6.3. Résultats des essais géotechniques de terrain et de laboratoire

Le tableau (II.1) donne les résultats des différents essais géotechniques.

Tableau II.1. Tableau Récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques.

Fouille		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Profondeur (m)		1.50	1.50	2.20	2.50	2
Densité sèche (g/cm ³)	γ _d	1.88	1.63	1.7	1.61	/
Densité Humide (g/cm ³)	γ _h	2.14	1.84	2.14	2.09	/
Teneur en eau naturelle %	W	14	13	20	19	/
Degré de Saturation %	S _r	95	56	98	80	/
Granulométrie %	> 2mm	02	04	05	06	3
	2 - 0.02mm	39	42	38	37	29
Sédimentométrie %	0.02mm-2μm	15	17	13	13	14
	2μm	44	37	44	44	54
Limites d'Atterberg %	WL	36.03	52	39	49	37.67
	IP	14.68	30	19	30	17.21
	WP	21.35	22	20	19	20.46
Résultats œdométriques	σ' _c (bar)	1.83	1.85	1.87	1.83	17.2
	C _c	0.252	0.255	0.231	0.252	
	C _g	0.028	0.028	0.053	0.028	
Proctor Normal	γ _{dop} (g/cm ³)	1.83	1.83	1.59	1.78	1.73
	W _{op} (%)	13.2	13.2	14.5	16.1	19.5
Essais de cisaillement rectiligne	φ°	25.2	26	25.2	26	
	C(bar)	0.54	0.42	0.54	0.42	
	φ°'	26.9	28	26.9	28	
	C'(bar)	0.14	0.11	0.14	0.11	
Perméabilité à l'œdomètre (charge variable)	K (m/s)	1.3*10 ⁻⁸		1.3*10 ⁻⁸		

(Entreprise Des Etudes Techniques Et Géotechniques)

Conclusion

Après l'analyse de toutes les données géologiques et géotechniques à partir des cartes et des essais in situ et au laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du présent aménagement, on peut conclure que toutes les conditions géologiques géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un aménagement d'Oued Lakhel, Wilaya de Bouira.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie l'eau sous ses aspects quantitatif et qualitatif durant les différentes phases de son cycle dans la nature. Cette science joue un rôle primordial dans les sciences d'ingénieurs en particulière, dont le gestionnaire et le projecteur doivent faire appel à ses modèles mathématiques pour prévoir ou prédire les différents phénomènes hydrologiques dans le but de gérer les ressources hydrique (hydrologie déterministe) et faire la conception des ouvrages hydrauliques (hydrologie statistique).

III.2. Précipitations

Dans l'étape de conception de l'ouvrage, le dimensionnement doit être fait en fonction des apports pour toute la durée de vie utile des ouvrages, durée qui peut atteindre, voire dépasser, cent ans. Les données météorologiques n'étant pas connues pour cet horizon, on doit les prédire en utilisant une méthode purement statistique, nommée l'analyse fréquentielle.

III.2.1. Echelle spatio-temporelle de l'étude hydrologique

En hydrologie, l'un des critères essentiels est certainement l'échelle spatio-temporelle. Dans notre étude, l'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans la station de Sour el Ghozlane. Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage ou l'agglomération.

Tableau III.1. Pluies maximales journalières (1967-2011) de la Station de Sour el Ghozlane (ANRH)

Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)	Années	Pmax.j (mm)
1967	39.9	1979	53.8	1990	66.2	2001	31.3
1968	58.2	1980	27.6	1991	59.9	2002	53.8
1970	47	1981	28	1992	39.8	2003	33.5
1971	53.5	1982	30.3	1993	41.4	2004	30.5
1972	53.1	1983	19.9	1994	42.7	2005	53.5
1973	56.7	1984	28.4	1995	39	2006	73.7
1974	30.3	1985	64.6	1996	19.6	2007	34
1975	34.3	1986	29.6	1997	37	2008	36
1976	32	1987	24.2	1998	26.9	2009	50
1977	33	1988	80.2	1999	41.8	2010	35
1978	101.6	1989	37.4	2000	49.5	2011	27

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

Tableau III.2. Caractéristiques de la série des Pluies maximales journalières [1967-2011] de la Station de Sour el Ghozlane.

Nombre d'observations	44	Ecart-type	16.87
Minimum	19.6	Médiane	38.2
Maximum	101.6	Coefficient de variation (Cv)	0,394
Moyenne	42.86	Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,32
Variance	284.66	Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.67

III.2.2. Définition et démarche de l'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

Ses diverses étapes peuvent être schématisées très simplement selon le diagramme suivant :

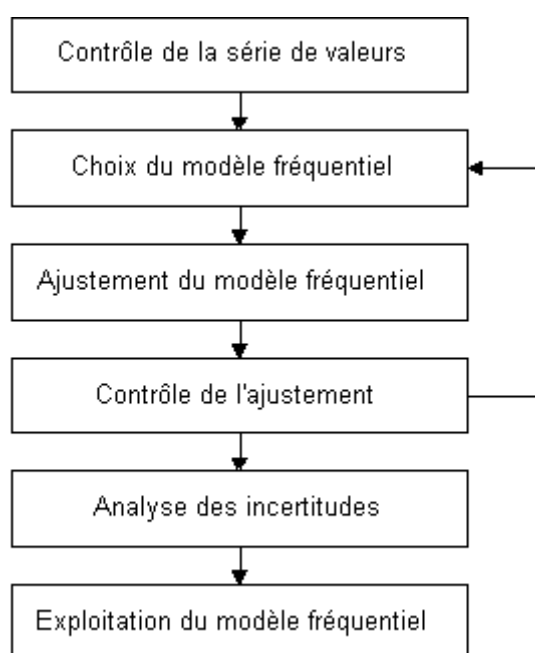


Figure III.1. Démarche de l'analyse fréquentielle (Musy, 2005)

III.2.3. Contrôle de la série des valeurs

Il est important, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité, dans ce contexte s'inscrit l'étude de l'homogénéisation et de stationnarité, afin d'éliminer toute doute de présence d'une rupture ou tendance au sein de la série concernée, dans le cas contraire on doit procéder à la correction avec des méthodes bien appropriées.

III.2.4. Vérification de l'homogénéisation de la série

Pour éviter l'utilisation d'une information fautive dans le dimensionnement des ouvrages, on doit s'assurer que notre série est dépourvue des ruptures artificielles. Pour confirmer ou rejeter cette hypothèse on fait appel au test de la médiane.

Ce dernier permet de vérifier si la série de données est homogène ou non, dont la démarche est la suivante :

- 1- Classer la série par ordre croissant.
- 2- La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieurs et 50% des x_i lui soient supérieurs.
- 3- Remplacer la série non classée par une suite de signe : (+) pour les $x_i > M$
(-) pour les $x_i < M$

Tableau III.3. Calcul des paramètres du test de la médiane.

Année	P_{jmax}	Rang	Classement	Signe	Année	P_{jmax}	Rang	Classement	Signe
1967	39.9	1	19.6	39.9	1990	66.2	23	39	66.2
1968	58.2	2	19.9	58.2	1991	59.9	24	39.8	59.9
1970	47	3	24.2	47	1992	39.8	25	39.9	39.8
1971	53.5	4	26.9	53.5	1993	41.4	26	41.4	41.4
1972	53.1	5	27	53.1	1994	42.7	27	41.8	42.7
1973	56.7	6	27.6	56.7	1995	39	28	42.7	39
1974	30.3	7	28	-30.3	1996	19.6	29	47	-19.6
1975	34.3	8	28.4	-34.3	1997	37	30	49.5	-37
1976	32	9	29.6	-32	1998	26.9	31	50	-26.9
1977	33	10	30.3	-33	1999	41.8	32	53.1	41.8
1978	101.6	11	30.3	101.6	2000	49.5	33	53.5	49.5
1979	53.8	12	30.5	53.8	2001	31.3	34	53.5	-31.3
1980	27.6	13	31.3	-27.6	2002	53.8	35	53.8	53.8
1981	28	14	32	-28	2003	33.5	36	53.8	-33.5
1982	30.3	15	33	-30.3	2004	30.5	37	56.7	-30.5
1983	19.9	16	33.5	-19.9	2005	53.5	38	58.2	53.5
1984	28.4	17	34	-28.4	2006	73.7	39	59.9	73.7
1985	64.6	18	34.3	64.6	2007	34	40	64.6	-34
1986	29.6	19	35	-29.6	2008	36	41	66.2	-36
1987	24.2	20	36	-24.2	2009	50	42	73.7	50
1988	80.2	21	37	80.2	2010	35	43	80.2	-35
1989	37.4	22	37.4	-37.4	2011	27	44	101.6	-27

4- Calculons les quantités N_s et T_s avec :

N_s : nombre total de série (+) ou (-)

T_s : nombre de la plus grande série de (+) ou (-) successive

✓ N_s suit approximativement une loi normale de moyenne $(\frac{N+2}{N})$ et de variance $[\frac{1}{4}*(N-1)]$

✓ T_s suit une loi binomiale.

Pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95%, les conditions du test sont les suivantes :

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

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad (\text{III. 2})$$

Tableau III.4. Résultats de test de la médiane.

N_s	22
T_s	6
$\frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$	15.93
$3.3(\log_{10}N + 1)$	8.72
Condition II.1	$22 > 15.93$ (vérifiée)
Condition II.2	$6 < 8.72$ (vérifiée)

Les conditions de test sont vérifiées, l'hypothèse H_0 dite « la série de données est homogène » est validée. Ainsi, on conclut que notre série de données est homogène au seuil de signification $1-\alpha$.

III.2.5. Choix du modèle fréquentiel

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible.

Pour bien sélectionner le modèle adéquat, on entame la démarche de choix par des considérations théoriques à savoir :

- En hydrologie fréquentielle des valeurs extrêmes, les distributions ne sont cependant pas symétriques, ce qui constitue un obstacle à l'utilisation de la loi normale.
- Plus le nombre de paramètres d'une loi est grand, plus l'incertitude dans l'estimation est importante. Pratiquement, il est par conséquent préférable d'éviter l'utilisation de lois à trois paramètres ou plus.
- La comparaison de la queue de la distribution expérimentale, avec un graphe qui donne la distribution théorique des différentes lois utilisées en hydrologie fréquentielle. (Haddour, 2015).

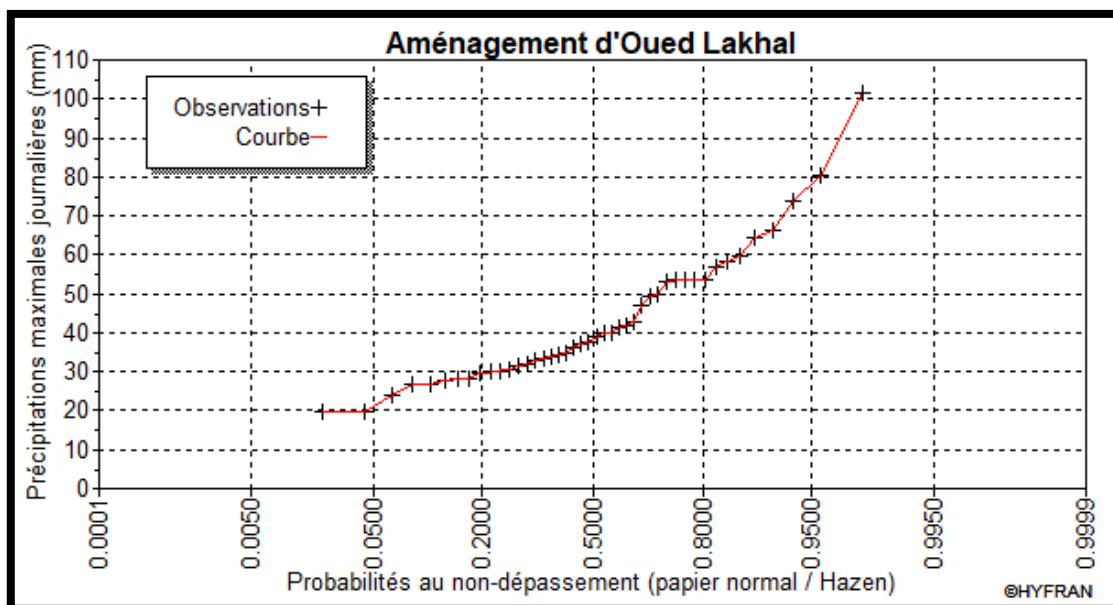


Figure III.2. Comportement asymptotique de la série.

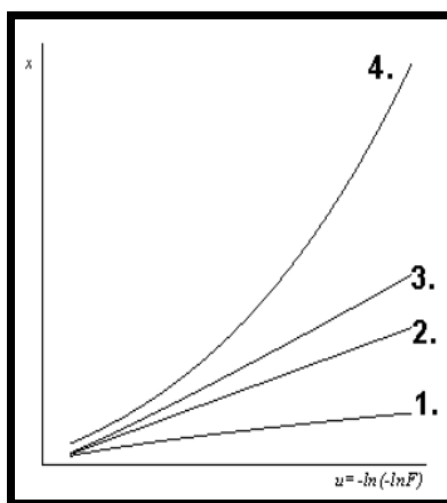


Figure III.3. Graphique des quatre types de comportement asymptotique.

- ✓ 1 correspond à la loi normale.
- ✓ 2 correspond à la croissance asymptotique exponentielle : loi de Gumbel, GEV.
- ✓ 3 correspond à la loi de Goodrich.
- ✓ 4 correspond à des lois de type logarithmiques : loi log-normale....

A travers la comparaison de comportement asymptotique de la série (Figure : III.2), avec les 4 comportements asymptotiques (figure III.3), on conclut que le modèle théorique qui donne une distribution approximativement proche de la distribution expérimentale est du type N°2 qui correspond à la croissance asymptotique exponentielle : loi de Gumbel, GEV.

Cette approche suggère la plus grande prudence avec les lois de Gumbel et GEV qui peuvent largement surestimer les valeurs correspondant à des fréquences rares. Pour cette raison dans notre étude, on fait appel à trois modèles fréquentiels à savoir :

- ✓ La loi log-normale ou la loi de Galton.
- ✓ La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- ✓ La loi des extrêmes généralisées (GEV).

Après le calcul, pour choisir le modèle fréquentiel approprié, on utilise les tests d'adéquation.

III.2.6. Ajustement du modèle fréquentiel

L'analyse fréquentielle d'une longue série de valeurs maximales permet d'estimer le temps de retour d'une valeur particulière. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. La validité des résultats de l'analyse fréquentielle dépendra du choix du modèle fréquentiel. (EPFL, 2004)

Dans cette étape, on va procéder au calage de chaque modèle fréquentiel à notre série des pluies maximales journalières, afin de définir les paramètres de chaque loi retenue par la méthode du Maximum de vraisemblance.

La méthode du maximum de vraisemblance donne des estimations correctes et efficaces et souvent absolument correctes. Cependant, on se gardera d'utiliser cette méthode dans le cas où l'intervalle de variation de la variété correspond à des bornes finies pour lesquelles la densité de probabilité n'est pas nulle (dans ce cas, on peut rencontrer non pas un maximum mais un minimum de probabilités). (Laborde, 2000)

III.2.6.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

➤ Présentation de la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III. 3})$$

$$Y = \frac{x-x_0}{\alpha} \quad (\text{III. 4})$$

Avec :

Y : variable réduite de Gumbel.

α et X_0 : paramètres d'ajustement de la loi de Gumbel.

X_0 : Paramètre de position.

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

X : Variable étudiée « $P_{\max,j}$ ».

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = \alpha * Y + X_0 \quad (\text{III. 5})$$

Le procédé d'ajustement par la méthode graphique consiste à

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang.
- ✓ Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \quad (\text{III. 6})$$

Avec :

m : rang de précipitation.

N : nombre d'observation.

- ✓ Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = -[\ln(-\ln F(x))] \quad (\text{III. 7})$$

- ✓ Sur un graphe on porte en abscisse les valeurs de y et en ordonnée les valeurs X

X_0 : C'est l'ordonnée à l'origine.

α : C'est la pente de la droite d'ajustement.

Tableau III.5. Les paramètres de la droite de Gumbel.

Nombre de données	44
X_0	35.258
α	13.18
L'équation de la droite de Gumbel s'écrit ainsi : $P_{max. j} (p\%) = 1.18 * Y + 35.258$	

Le procédé d'ajustement par la méthode de maximum de vraisemblance consiste à :

- ✓ On calcul les paramètres de la droite d'ajustement, α et X_0 par les deux formules suivantes :

$$\alpha = 0.78 * \sigma \quad (III. 8)$$

$$X_0 = \bar{X} - 0.577 * \alpha \quad (III. 9)$$

Avec :

σ : écart type de la série.

α : la pente de la droite d'ajustement.

\bar{X} : La moyenne arithmétique de la série.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Gumbel.

Nombre de données	44	Ecart-type	15.6
μ	35.451	Médiane	39.9
α	12.2	Coefficient de variation (Cv)	0.368
Moyenne	42.5	Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14
Variance	243.36	Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4

➤ Calcul des quantiles

Dans cette partie, on calcul les quantiles par le logiciel Hyfran et les résultats sont les suivants :

Tableau III.7. Calcul des quantiles pour la loi de Gumbel.

Méthode Maximum de Vraisemblance				
T (ans)	q	XT	Ecart Type (mm)	Intervalle de Confiance
2	0,5	39.9	2.15	35.7 - 44.1
5	0,8	53.8	3.33	47.2 - 60.3
10	0,9	62.9	4.29	54.5 - 71.3
50	0,98	83.1	6.55	70.2 - 95.9
100	0,99	91.6	7.53	76.8 - 106
1000	0,999	120	10.8	98.5 - 141
10000	0,9999	148	14.2	120 - 176

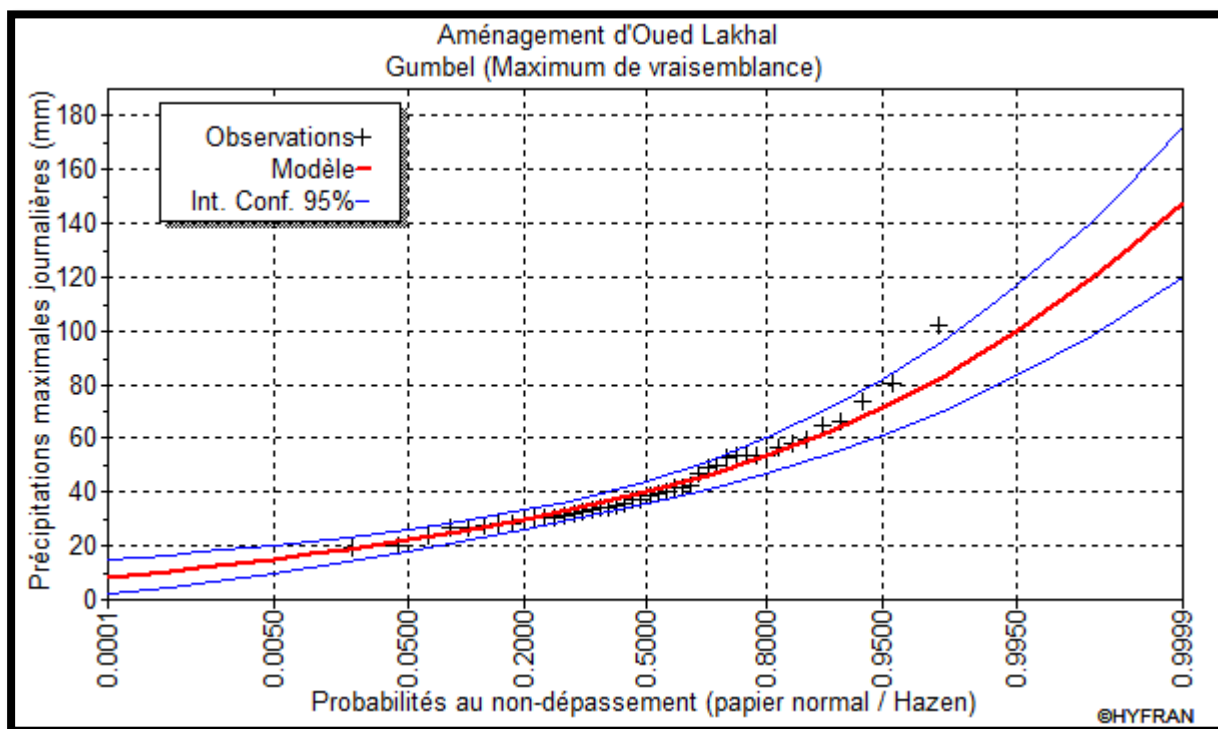


Figure III.4. Graphe d’ajustement de la loi de Gumbel.

III.2.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

➤ Présentation de la loi de Galton (ou log-normale)

La fonction de répartition de la loi log-normale est donnée par l'expression suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log(X)-\bar{X}}{\sigma}\right)^2} \quad (\text{III.10})$$

10)

Avec :

\bar{X} : La moyenne des logarithmes de la variable x.

σ : L'écart type des logarithmes de la variable x.

Quand on utilise la variable centrée réduite Z, la formulation devient ainsi :

$$Z = \frac{\log X - \bar{X}}{\sigma} \quad (\text{III.11})$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$P_{\max. j} (p\%) = e^{(\bar{X} + Z(p\%)*\sigma)} \quad (\text{III.12})$$

La valeur du paramètre Z est associée à la probabilité de non dépassement.

➤ Procédé de l'ajustement

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on fait appel au logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit est celle de Hazen.

Tableau III.8. Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi de Galton.

μ	3.691	Ecart-type	16.2
σ	0.365	Médiane	40.1
Minimum	00.0	Coefficient de variation (Cv)	0.377
Moyenne	42.8	Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.19
Variance	262.44	Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.6

➤ **Calcul des quantiles**

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Galton, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [10000, 100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité de non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T} \quad (\text{III. 13})$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus du logiciel Hyfran, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Calcul des quantiles par la loi de Galton.

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Pmax.j (q%)	mm	95%
10000	0.9999	156	24.3	108 - 203
1000	0.999	124	16.5	91.4 - 156
100	0.99	93.7	10.0	74.1 - 113
50	0.98	84.8	8.29	68.5 - 101
20	0.95	73.0	6.21	60.9 - 85.2
10	0.90	64.0	4.77	54.6 - 73.3
5	0.80	54.5	3.50	47.6 - 61.3
2	0.50	40.1	2.20	35.8 - 44.4

La figure (III.5) représente le graphique d'ajustement de la loi de Galton

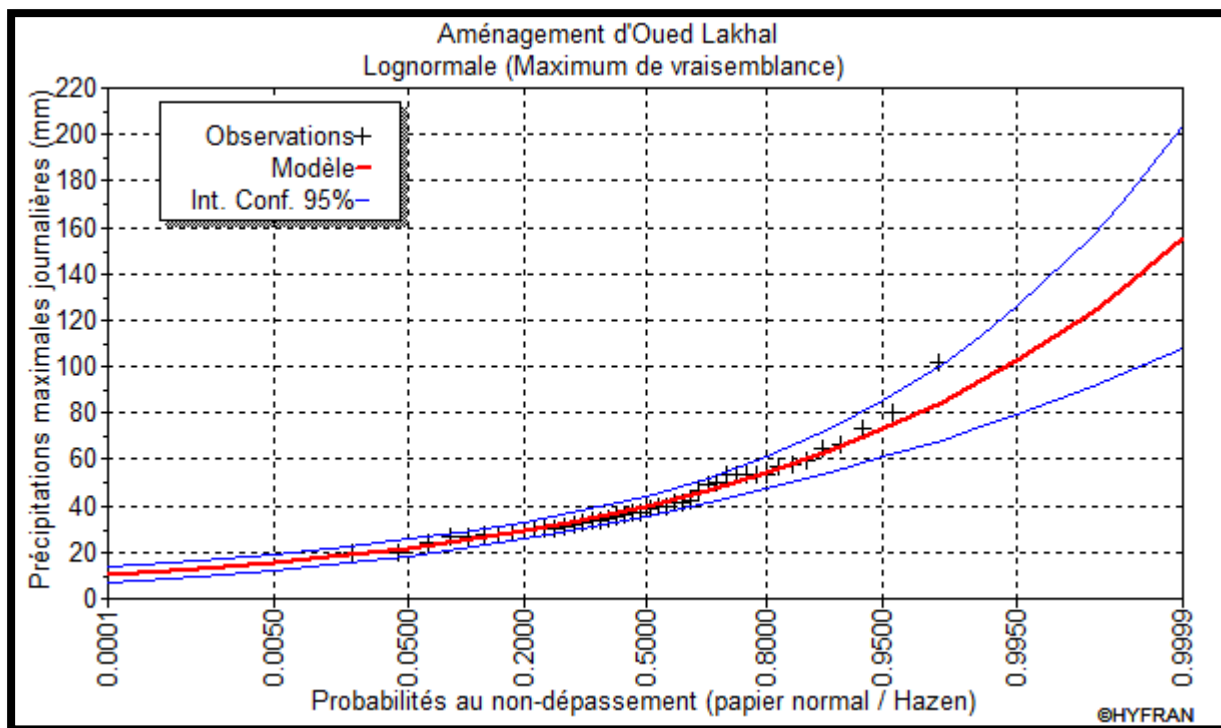


Figure III.5. Graphique d’ajustement de la loi de Galton.

III.2.6.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi des extrêmes généralisée

➤ Présentation de la loi des extrêmes généralisée « GEV »

C’est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi :

$$F(x) = e^{-\left[1 - c \frac{x-a}{b}\right]^{1/c}} \tag{III. 14}$$

Avec :

a : Paramètre de position.

b : Paramètre de dispersion.

c : Paramètre de forme.

X : Variable étudié « Pmax.j »

La formulation de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{c} \ln \left(1 - c \frac{X - a}{b} \right) \tag{III. 15}$$

Avec :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{III. 16}$$

L'expression d'un quantile est la suivante :

$$X = a + \frac{b}{c} \{1 - [-\ln(F(x))]^c\} \quad (\text{III. 17})$$

Tableau III.10. Les paramètres et caractéristiques de la population avec la loi GEV.

Nombre de données	44
α	11.327
k	-0.127
μ	34.76
Minimum	-45.3
Maximum	aucun
Moyenne	42.9
Variance	316.84
Ecart-type	17.8
Médiane	39
Coefficient de variation (Cv)	0.414
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.22
Coefficient d'aplatissement (Ck)	14.5

➤ Calcul des quantiles

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran. La formule de Hazen a été choisie pour calculer les fréquences.

L'intervalle de confiance est calculé pour une probabilité de 95%. Les valeurs des quantiles et l'écart type ainsi l'intervalle de confiance sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11. Calcul des quantiles par la loi de GEV.

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Écart type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	Pmax j (q%)	mm	95%
10000	0,9999	233	124	N/D
1000	0,999	160	56.8	N/D
100	0,99	106	21.3	63.9 - 147
50	0,98	92.0	14.9	62.8 - 121
20	0,95	75.6	8.82	58.4 - 92.9
10	0,90	64.3	5.73	53.0 - 75.5
5	0,80	53.5	3.74	46.1 - 60.8
2	0,50	39.0	2.23	34.6 - 43.4

NB : le symbole N/D (No Defined) signifie que l'intervalle de confiance est non défini dans ces valeurs. Mais, on peut prendre les résultats de cet ajustement dans le cas où il donne des bonnes estimations.

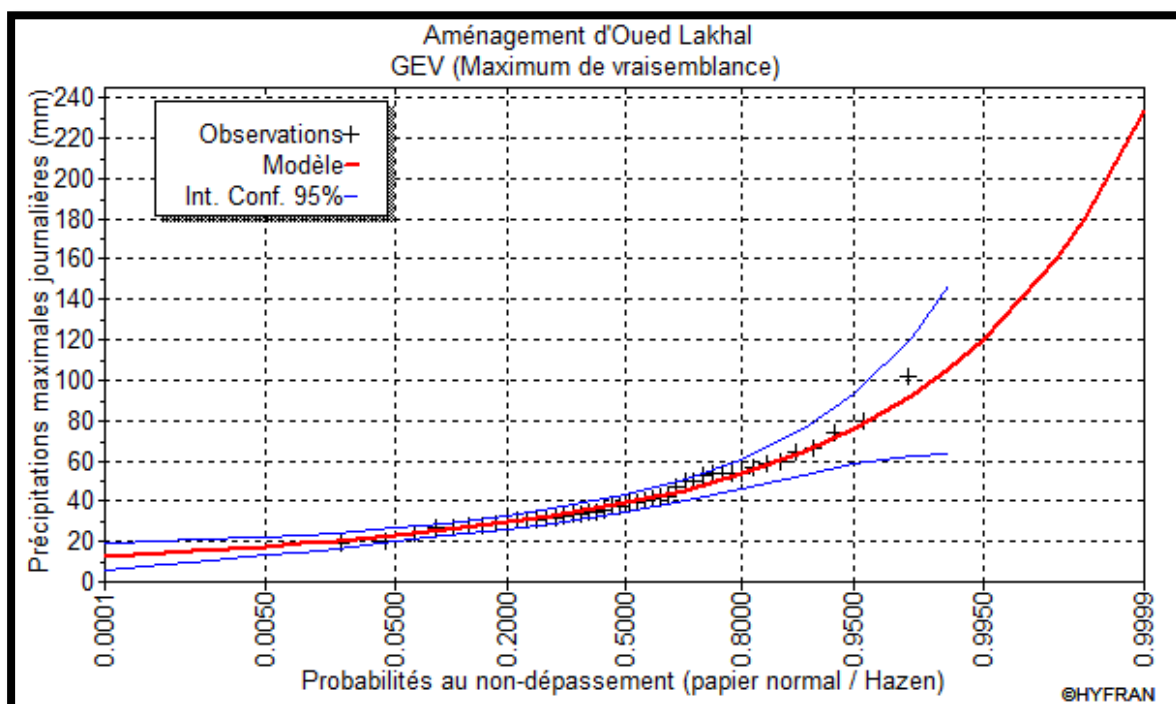


Figure III.6. Graphique d'ajustement de la loi de GEV.

III.2.7. Contrôle de l'ajustement

A partir de la série pluviométrique qui constitue un échantillon statistique, on a choisi les formulations mathématiques des lois de probabilités et on a calculé les paramètres numériques de chaque loi ainsi les quantiles. On peut alors demander quelle est la probabilité pour que la loi retenue représente effectivement la population mère dont l'échantillon est a priori représentatif.

Pour répondre à cette question, on fait appel aux tests d'adéquation, qui nous permet de conclure au rejet, ou l'acceptation de l'hypothèse H_0 suivante :

Est-ce que la répartition des données expérimentales s'effectue selon une distribution théorique (dans notre cas : Loi de log-normale, Gumbel, GEV) ?

Dans notre choix de test d'adéquation, on a opté pour le test de χ^2 qui est très important à cause de sa généralité qui lui veut de pouvoir être appliqué à n'importe quelle distribution théorique discrète ou continue.

III.2.7.1. Démarche de test χ^2

➤ On définit le nombre de classe : $K = \text{int}\left(\frac{n}{5}\right)$. (III. 18)

➤ On définit les bornes des classes équiprobables, telles que : $\Delta F_j = \frac{1}{K}$. (III. 19)

➤ On calcule n_{0j} (constante) : $n_{0j} = n * \Delta F_j = n/K$. (III. 20)

➤ On comptabilise les effectifs réels n_j des K classes.

➤ On calcule la quantité : $\chi_{\text{obs}}^2 = \left(\frac{K}{n} \sum_{j=1}^K n_j^2\right) - n$ (III. 21)

➤ On détermine ϑ le nombre de degrés de liberté.

➤ On effectue le test avec $\chi_{1-\alpha}^2$.

On procède au calcul χ_{obs}^2 .

On calcule le nombre de degré de liberté :

$$\vartheta = K - c - 1 \quad (\text{III. 22})$$

Avec :

K : nombre de classes.

c : nombre de paramètre de modèle fréquentiel estimés à partir de l'échantillon.

III.2.7.2. Vérification de l'adéquation de la loi de Gumbel

Dans notre cas on fixe $\alpha = 5\%$.

Tableau III.12. Paramètres de test χ^2 pour la loi de Gumbel.

χ^2	9.59
p-value	0.143
Nombre de paramètres	2
Degrés de liberté	6
Nombre de Classes	9

La vérification de la condition d'adéquation se fait de cette manière :
On a $P(\chi^2) = 14.3\%$, signifie que $P(\chi^2) > 5\%$, donc c'est l'ajustement à prendre en considération.

III.2.7.3. Vérification de l'adéquation de la loi log normale

Pour la valeur de $\alpha = 5\%$. On aura :

Tableau III.13. Paramètres de test χ^2 pour la loi log normale.

χ^2	8.77
p-value	0.1868
Nombre de paramètres	2
Degrés de liberté	6
Nombre de Classes	9

De même la condition est vérifiée. Le test de χ^2 confirme l'adéquation de l'ajustement de la série de pluies maximales à la loi de Gumbel au niveau de signification de 5%.

III.2.7.4. Vérification de l'adéquation de la loi de GEV

Pour la valeur de $\alpha = 5\%$. On aura :

Tableau III.14. Paramètres de test χ^2 pour la loi de GEV.

χ^2	5.5
p-value	0.3579
Nombre de paramètres	3
Degrés de liberté	5
Nombre de Classes	9

A partir des résultats du tableau II.14, on remarque que $P(\chi^2) > 5\%$, alors l'adéquation à la loi de GEV de la série de données est confirmée au niveau de signification de 5%.

III.2.8. Exploitation du modèle fréquentiel

L'adéquation de l'ajustement par les trois lois est confirmée, est malheureusement devant une telle situation il n'existe aucun test qui nous permet de choisir entre les trois lois vues précédemment, il nous reste seulement de comparer le comportement en queue de distribution afin de choisir le modèle qui va nous aider à exploiter ses résultats dans le reste de l'étude.

A partir des graphes d'ajustement, on constate que la distribution de la queue de notre série s'ajuste mieux avec la loi de GEV. Donc, on va opter pour les quantiles issus de cette loi, récapitulés dans le tableau (III.11).

III.2.9. Pluies et intensités de courte durée

Ce sont des pluies qui apportent sur une courte durée (d'une heure à une journée) une importante quantité d'eau. Cette quantité peut atteindre celle reçue habituellement en un mois, voire en plusieurs mois.

III.2.9.1. Calcul des Pluies et intensités maximales de courtes durée

L'analyse fréquentielle nous a permis de synthétiser l'information fréquentielle concernant les pluies, sous la forme de modèle fréquentiel, donnant pour une pluie de durée choisie, la valeur d'un quantile $X(F)$ en fonction du temps de retour.

Dans cette étape, on va adopter une relation entre pluie, temps de retour et durée : celle-ci consiste à représenter, pour chaque temps de retour choisi, la pluie en fonction de la durée. C'est cette présentation que l'on nomme courbe PCD, elle a l'avantage pratique de bien se prêter à l'interpolation pour différentes durées d.

Pour la mise en œuvre des courbes PCD, on transforme les pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées exprimées en [mm], à l'aide de la formule de K. Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct, p\%} = P_{max,j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (III. 23)$$

Avec :

$P_{ct, p\%}$: pluie de courtes durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{max,j,p\%}$;

$P_{max,j,p\%}$: pluie maximale fréquentielle ;

t : durée de l'averse en heure (h) ;

b : exposant climatique égale à 0.33. (ANRH)

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée t(h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (III. 24)$$

Avec :

I_t : Intensité de durée t(h), exprimée en [mm/h].

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul.

Tableau III.15. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T.

Pmaxj	106		92		75.6		64.3		53.5	
T (ans)	100		50		20		10		5	
Durée(h)	Pct(m m)	It(mm/ h)	Pct(m m)	It(mm/ h)	Pct(m m)	It(mm/ h)	Pct(m m)	It(mm/ h)	Pct(m m)	It(mm/ h)
0.25	23.51	94.02	20.40	81.60	16.76	67.06	14.26	57.03	11.86	47.45
0.5	29.55	59.09	25.64	51.29	21.07	42.15	17.92	35.85	14.91	29.83
1	37.14	37.14	32.23	32.23	26.49	26.49	22.53	22.53	18.75	18.75
tc (1.6)	43.37	27.11	37.64	23.53	30.93	19.33	26.31	16.44	21.89	13.68
2	46.69	23.34	40.52	20.26	33.30	16.65	28.32	14.16	23.56	11.78
3	53.37	17.79	46.32	15.44	38.06	12.69	32.37	10.79	26.94	8.98
4	58.68	14.67	50.93	12.73	41.85	10.46	35.60	8.90	29.62	7.41
5	63.17	12.63	54.83	10.97	45.05	9.01	38.32	7.66	31.88	6.38
6	67.09	11.18	58.23	9.70	47.85	7.97	40.69	6.78	33.86	5.64
7	70.59	10.08	61.26	8.75	50.34	7.19	42.82	6.12	35.63	5.09
8	73.77	9.22	64.02	8.00	52.61	6.58	44.75	5.59	37.23	4.65
9	76.69	8.52	66.56	7.40	54.70	6.08	46.52	5.17	38.71	4.30
10	79.40	7.94	68.92	6.89	56.63	5.66	48.17	4.82	40.08	4.01
11	81.94	7.45	71.12	6.47	58.44	5.31	49.71	4.52	41.36	3.76
12	84.33	7.03	73.19	6.10	60.14	5.01	51.15	4.26	42.56	3.55
13	86.58	6.66	75.15	5.78	61.75	4.75	52.52	4.04	43.70	3.36
14	88.73	6.34	77.01	5.50	63.28	4.52	53.82	3.84	44.78	3.20
15	90.77	6.05	78.78	5.25	64.74	4.32	55.06	3.67	45.81	3.05
16	92.73	5.80	80.48	5.03	66.13	4.13	56.25	3.52	46.80	2.93
17	94.60	5.57	82.10	4.83	67.47	3.97	57.38	3.38	47.75	2.81
18	96.40	5.36	83.67	4.65	68.75	3.82	58.48	3.25	48.66	2.70
19	98.14	5.17	85.17	4.48	69.99	3.68	59.53	3.13	49.53	2.61
20	99.81	4.99	86.63	4.33	71.19	3.56	60.55	3.03	50.38	2.52
21	101.43	4.83	88.03	4.19	72.34	3.45	61.53	2.93	51.19	2.44
22	103.00	4.68	89.40	4.06	73.46	3.34	62.48	2.84	51.99	2.36
23	104.52	4.54	90.72	3.94	74.55	3.24	63.40	2.76	52.75	2.29
24	106.00	4.42	92.00	3.83	75.60	3.15	64.30	2.68	53.50	2.23

Les figure (III.7) et (III.8) représentent les courbes des pluies et intensités de courte durée fréquence.

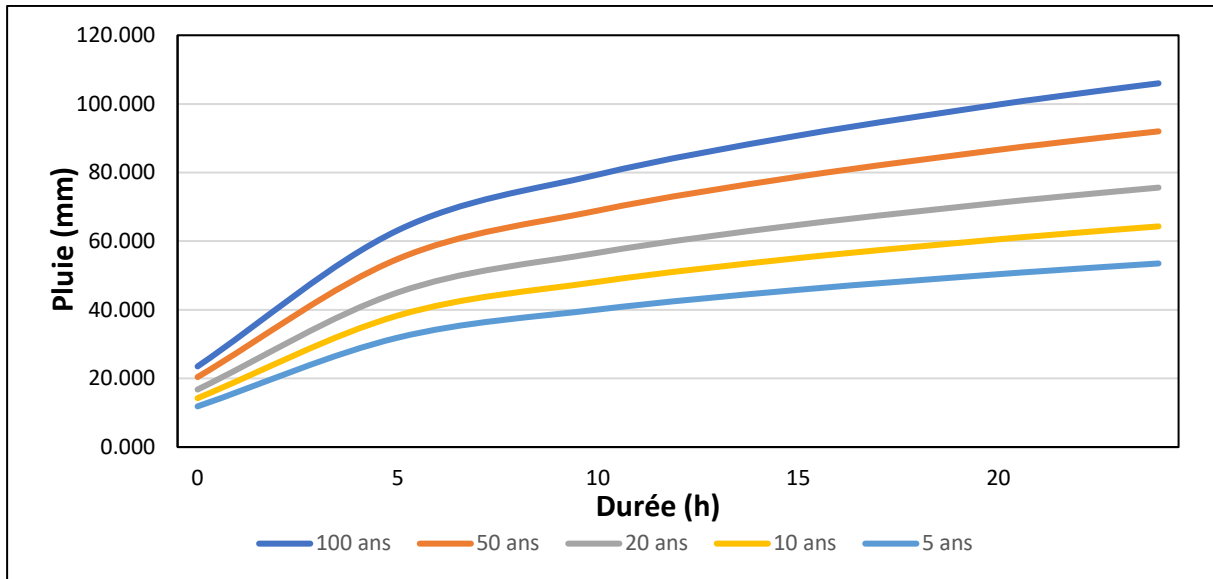


Figure III.7. Courbes des pluies de courte durée fréquence.

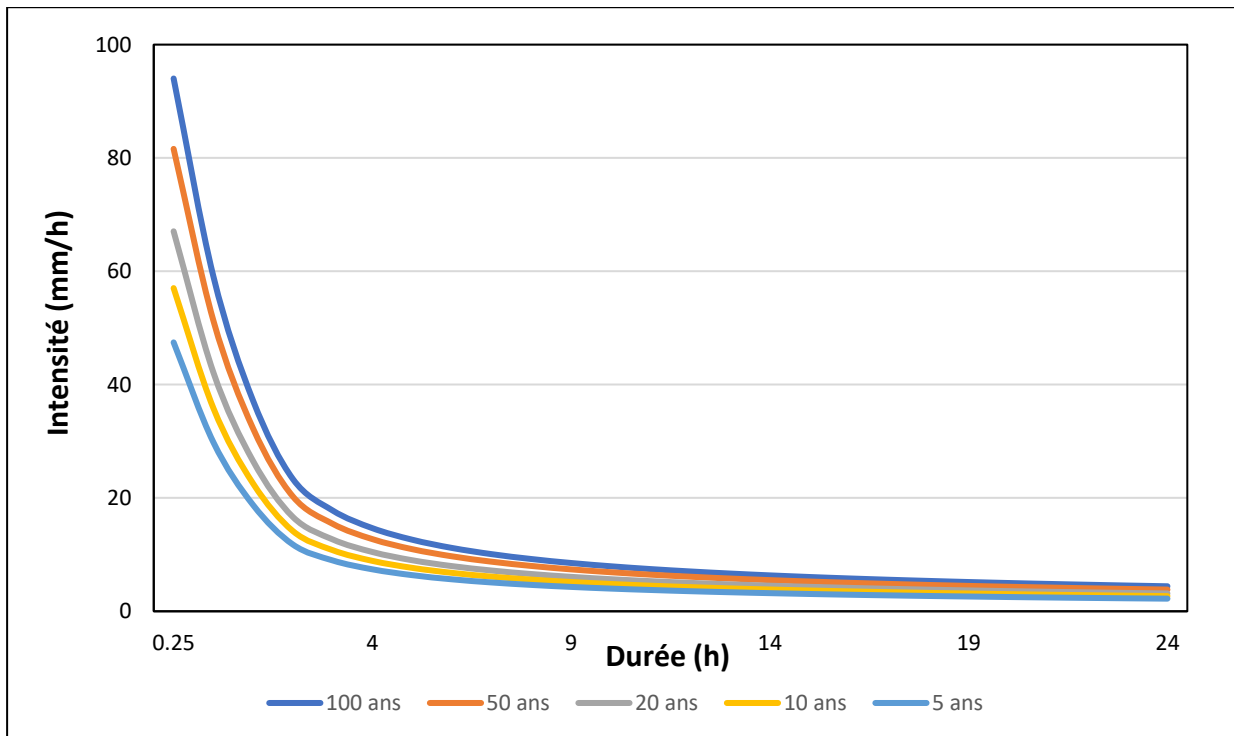


Figure III.8. Courbes des intensités de courte durée fréquence.

III.2.9.2. Courbes I.D.F

Nous allons considérer, juste à titre comparatif, les résultats de l'étude de synthèse des précipitations extrêmes sur l'Algérie du nord faite par l'ANRH bien que la méthode appliquée ici est celle du Gradex (un paramètre de la loi log-normale).

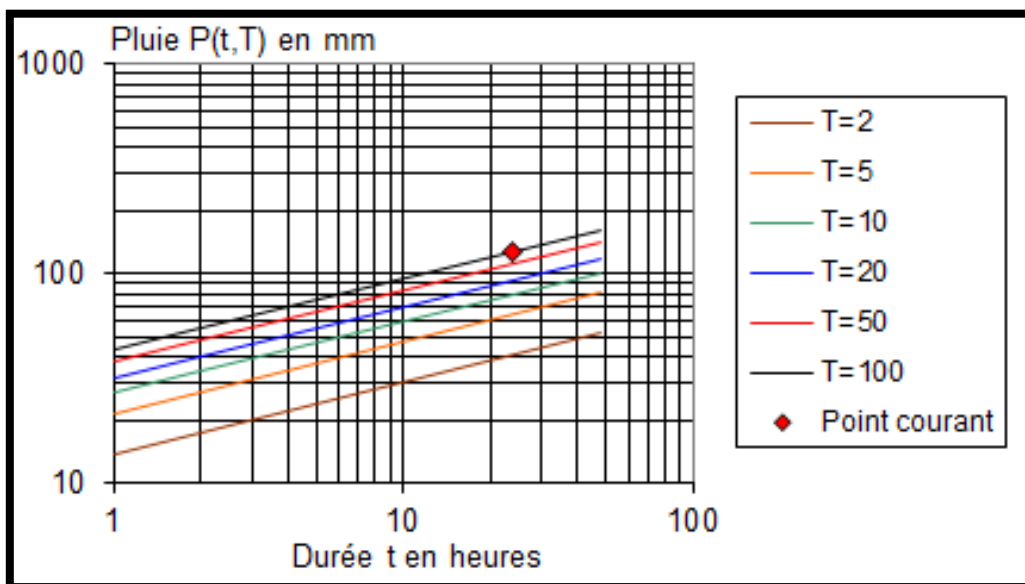


Figure III.9. Courbe de pluies-durées-fréquences (ANRH).

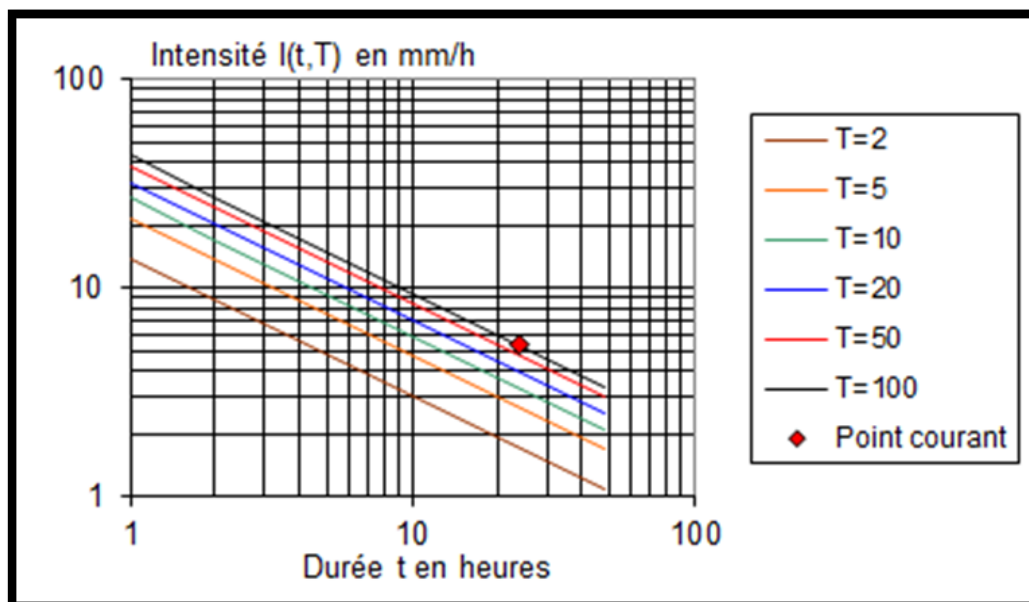


Figure III.10. Courbe des intensités-durées-fréquences (ANRH).

Tableau III.16. Comparaison des résultats obtenus par les des deux méthodes.

Période de retour T	Pluie		Intensité	
(années)	(mm)		(mm/h)	
Méthode	I.D.F	P.C.D	I.D.F	P.C.D
100	127	106	5.3	4.417
50	113	92	4.7	3.833
20	94	75.6	3.9	3.15
10	79	64.3	3.3	2.679
5	64	53.5	2.7	2.229

On remarque que les résultats des deux méthodes ne sont pas rapprochés. D'une part, les courbes IDF obtenues par l'ANRH ont été établies à partir de séries de données plus longues et avec plus de moyens.

D'autre part, ces courbes ont été effectuées par la méthode de Gradex et notre série est mal ajustée avec la loi de log-normale. Donc, dans le reste de calcul nous travaillerons avec les pluies et intensités de courte durée.

III.3. Etude des crues

Après avoir étudié les caractéristiques du bassin versant (la morphologie, les propriétés physiques du versant, la structuration du réseau...) dans le chapitre I. Et en déterminant la quantité de pluie pour une période de retour de 100 ans supposée à la base de la génération de la crue de projet. On se trouve devant la question suivante : Quelle sera la quantité de débit d'eau qui sera générée à l'exutoire de notre bassin versant ?

Pour répondre à cette question d'une manière claire et représentative, on doit connaître la réponse hydrologique (la manière comment va réagit notre bassin versant lorsqu'il est soumis à la sollicitation suivante (pluie journalière d'une quantité de 106 mm et d'une période de retour de 100 ans).

Pour arriver à ces fins, on fait appel aux méthodes suivantes :

- Le modèle ANRH de prédétermination de crues du Nord d'Algérie ;
- La méthode empirique de SOKOLOVSKY ;
- La méthode de TURAZZA.

III.3.1. Identification des sous bassins versants

Pour étudier les caractéristiques du bassin versant d'une manière plus précise et afin de cadrer notre étude dans le cadre technico-économique et de le mettre aux exigences des méthodes de modélisation pluies-débit, une subdivision en neuf (09) sous bassins versants a été faite comme la montre la figure ci-dessous :

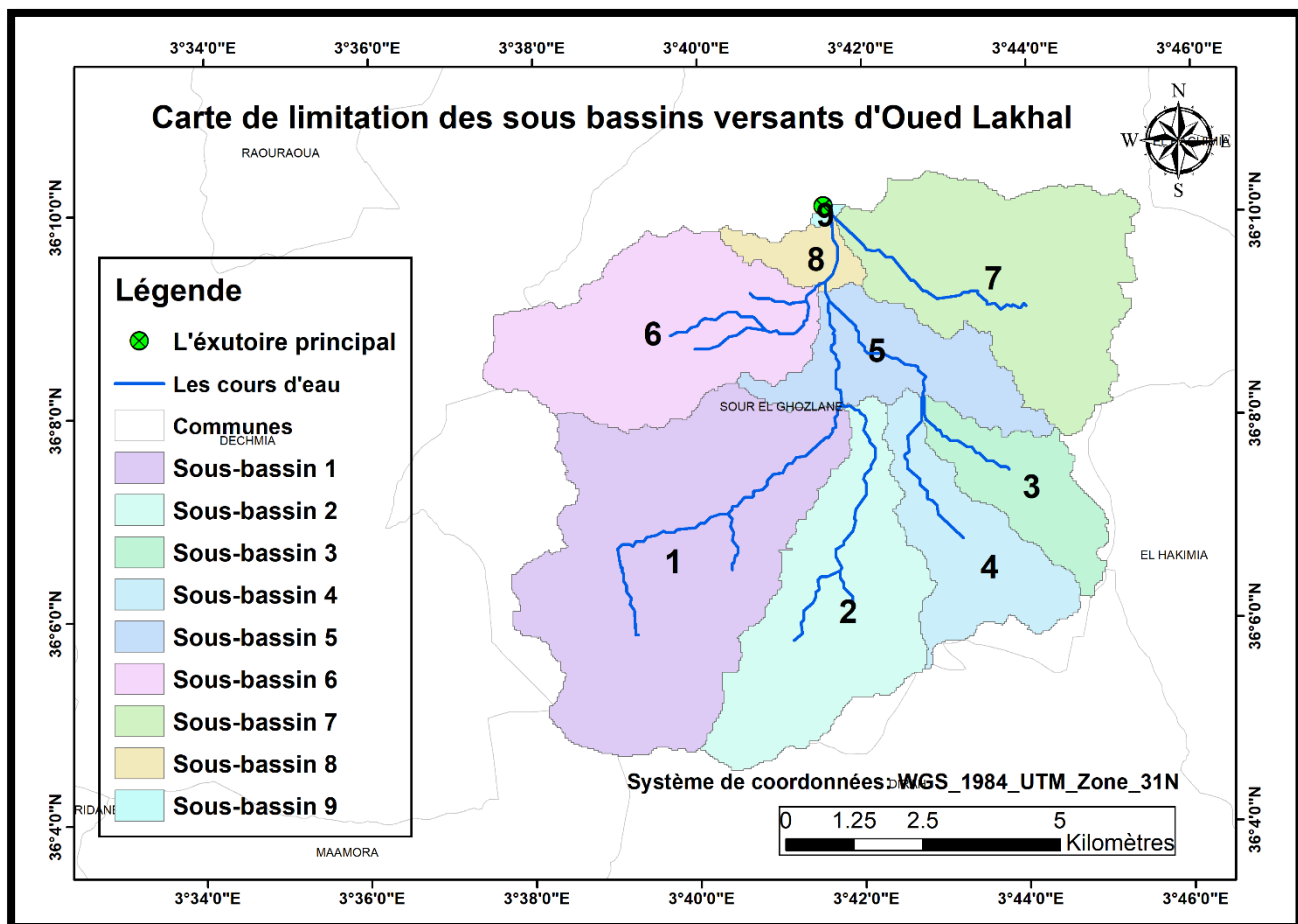


Figure III.11. Carte de limitation des sous bassins versants d'Oued Lakhal

Quelques caractéristiques des différents bassins sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Calcul de temps de concentration des différentes sous bassins versants.

N° du SBV	Surface (Km2)	Longueur du cours d'eaux principales (Km)	Pente moyenne du CP (%)	Temps de concentration (mn)
1	25.621	10.439	8.33	63.089
2	13.835	8.86	9.65	52.543
3	5.335	5.911	3.62	56.119
4	7.341	6.487	3.2	63.216
5	7.061	5.904	2.73	62.502
6	14.282	8.599	5.93	61.935
7	15.517	7.965	2.25	84.792
8	1.899	2.897	5.36	27.862
9	0.152	0.741	6.67	8.964

Remarque : les valeurs de temps de concentration ont été calculées à l'aide de la formule de Kirpich.

III.3.2. Le calcul de débit

Pour atteindre ce but, on fait appel aux approches empiriques et déterministes suivantes :

III.3.2.1. Formule de SOGREAH-ANRH

$$Q_t = C_q \cdot (P_t - P_1) \quad (\text{III. 25})$$

Avec :

Q_t : Débit de pointe en m³/s de période de retour T ;

P_1 = 20 mm, en Algérie du nord ;

C_q : Coefficient de ruissellement statistique ;

P_t : Pluie journalière max de période de retour T.

$$C_q = \left(\frac{S}{6}\right) * T_b^{-0.77} \quad (\text{III. 26})$$

$$T_b = T_{b0} + \frac{L \times 1.7 \times (P_a \times v_i)^{0.57}}{1000} \quad (\text{III. 27})$$

$$V_i = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_r} \quad (\text{III. 28})$$

Avec :

T_b : Temps de base en heures ;

T_{bo} = 2.33, pour les stations du nord Algérie ;

L : Longueur du talweg principale en Km ;

P_a : Pluie annuelle en mm (P_a= 437.5 mm) (ANRH) ;

S : Superficie du BV en Km² ;

V_i : Pente brute du bassin en % ;

H_{max}, H_{min} : Altitude max et min ;

L_r : Longueur du rectangle équivalent.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retour.

Les Bassins	Q100ans (m ³ /s)	Q50ans (m ³ /s)	Q20ans (m ³ /s)	Q10ans (m ³ /s)	Q5ans (m ³ /s)
BVG	653.975	547.514	422.802	336.873	254.746
1	184.141	154.164	119.049	94.854	71.729
2	99.785	83.541	64.512	51.401	38.870
3	39.298	32.900	25.406	20.243	15.308
4	53.941	45.160	34.873	27.786	21.012
5	52.183	43.688	33.737	26.880	20.327
6	103.728	86.842	67.061	53.432	40.406
7	114.205	95.613	73.835	58.829	44.487
8	14.082	11.789	9.104	7.254	5.485
9	1.133	0.948	0.732	0.584	0.441

III.3.2.2. La méthode de SOKOLOVSKY

➤ Présentation de la méthode

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

$$Q_{\max,p\%} = 0.28 \frac{(P_{p\%,t_c} - H_0) \alpha_{p\%} S f}{t_c} \quad (\text{III. 29})$$

Avec :

H_0 : Pertes initiales en (mm) ;

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

S: Surface du bassin versant en Km^2 ;

f: Coefficient de forme de la crue ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h ;

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

0.28: Coefficient de changement d'unité.

Le coefficient f peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{III. 30})$$

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

$$\alpha = \frac{\sqrt{P_{p\%,t_c}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{p\%,t_c}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III. 31})$$

➤ Application de la méthode

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

- Le déficit initial $H_0 = 7$ mm.
- Le coefficient $\gamma = 2$ parce que : $S < 50 \text{ Km}^2$.

- Le temps de concentration calculé par la formule de Kirpich.
- Les pluies de périodes de retour 100 et 50 et 20 et 10 et 5 ans.
- Le coefficient $f = 1.2$

Tableau III.19. Détermination du débit maximal probable différentes périodes de retour.

Les Bassins	Q100ans (m ³ /s)	Q50ans (m ³ /s)	Q20ans (m ³ /s)	Q10ans (m ³ /s)	Q5ans (m ³ /s)
BVG	296.930	232.583	162.434	117.766	79.143
1	127.150	99.596	69.557	50.429	33.890
2	82.440	64.575	45.099	32.697	21.973
3	29.764	23.314	16.283	11.805	7.933
4	36.358	28.479	19.890	14.420	9.691
5	35.371	27.706	19.350	14.029	9.428
6	72.198	56.552	39.496	28.635	19.243
7	57.296	44.880	31.344	22.724	15.272
8	21.340	16.715	11.674	8.464	5.688
9	5.309	4.159	2.904	2.106	1.415

III.3.2.3. La méthode de TURAZZA

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

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot \overline{I}_{tc} S}{3.6} \quad (\text{III. 32})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant

\overline{I}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau des PCD.

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

Tableau III.20. Valeurs de coefficient de ruissellement C.

Fréquence %	1	2	5	10	20
Période de Retour	100	50	20	10	5
C	0.7	0.68	0.65	0.6	0.55

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retour.

Les Bassins	Q100ans (m ³ /s)	Q50ans (m ³ /s)	Q20ans (m ³ /s)	Q10ans (m ³ /s)	Q5ans (m ³ /s)
BVG	479.875	404.599	317.806	249.506	190.296
1	135.043	113.859	89.435	70.214	53.552
2	72.922	61.483	48.294	37.915	28.917
3	28.120	23.709	18.623	14.621	11.151
4	38.693	32.623	25.625	20.118	15.344
5	37.217	31.379	24.648	19.351	14.759
6	75.278	63.469	49.854	39.140	29.852
7	81.787	68.957	54.165	42.524	32.433
8	10.009	8.439	6.629	5.204	3.969
9	0.801	0.675	0.531	0.417	0.318

III.3.2.4. Résultats et discussion des différentes méthodes

➤ Comparaison des valeurs de débits

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

Tableau III.22. Comparaison des trois approches.

SB	Débit $Q(m^3/s)$, $T = 50$ ans			Débit $Q(m^3/s)$, $T = 100$ ans		
	ANRH	Sokolovsky	TURAZZA	ANRH	Sokolovsky	TURAZZA
SBV 1	154.164	99.596	113.859	184.141	127.150	135.043
SBV 2	83.541	64.575	61.483	99.785	82.440	72.922
SBV 3	32.900	23.314	23.709	39.298	29.764	28.120
SBV 4	45.160	28.479	32.623	53.941	36.358	38.693
SBV 5	43.688	27.706	31.379	52.183	35.371	37.217
SBV 6	86.842	56.552	63.469	103.728	72.198	75.278
SBV 7	95.613	44.880	68.957	114.205	57.296	81.787
SBV 8	11.789	16.715	8.439	14.082	21.340	10.009
SBV 9	0.948	4.159	0.675	1.133	5.309	0.801

Si on examine les valeurs de débits des trois méthodes une à une pour chaque sous bassin, et pour les deux périodes de retour ($T = 50, 100$ ans), on remarquera que les trois approches ne présentent pas une grande différence, on opte pour les débits de la méthode de SOKOLOVSKY, car elle est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).

III.3.2.5. Les hydrogrammes de crue (SOKOLOVSKY)

L'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe : l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Modélisé par les équations suivantes :

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{III. 29})$$

$$\text{Pour la descente : } Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (\text{III. 30})$$

Avec :

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

t_d : Temps de descente ;

Où :

$$n = 2 \text{ et } m = 3$$

$$\text{Le temps de base } T_b = t_m + t_d$$

$$\text{Avec } t_m = t_c \text{ et } t_d = \gamma t_m \text{ avec } \gamma = 2$$

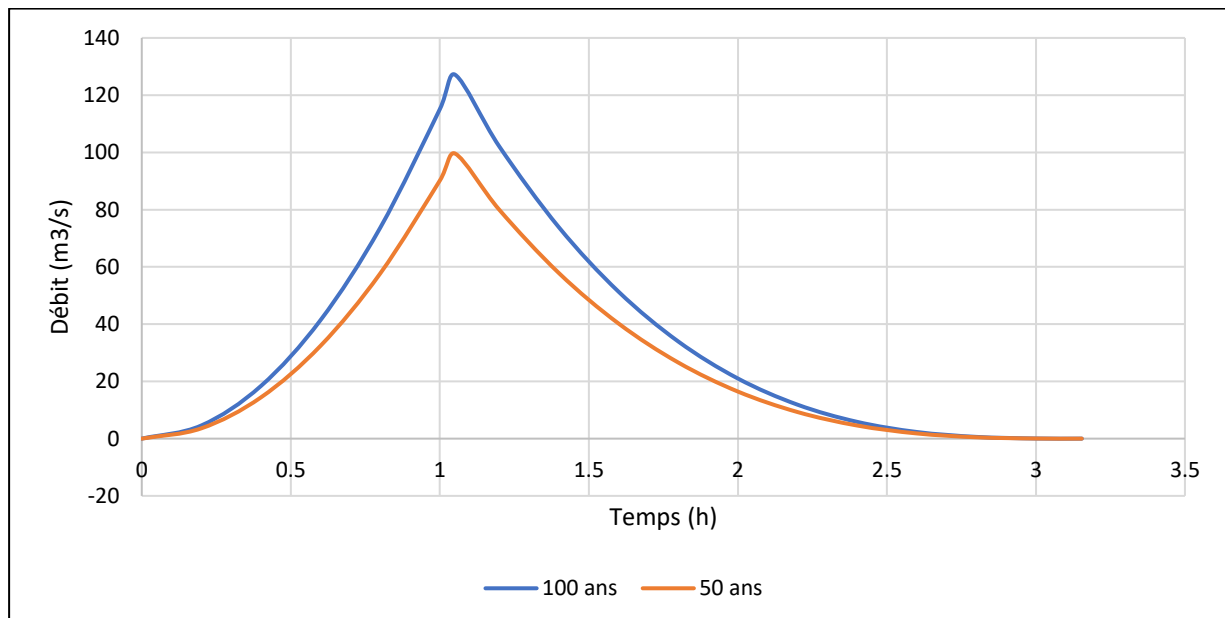


Figure III.12. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 1.

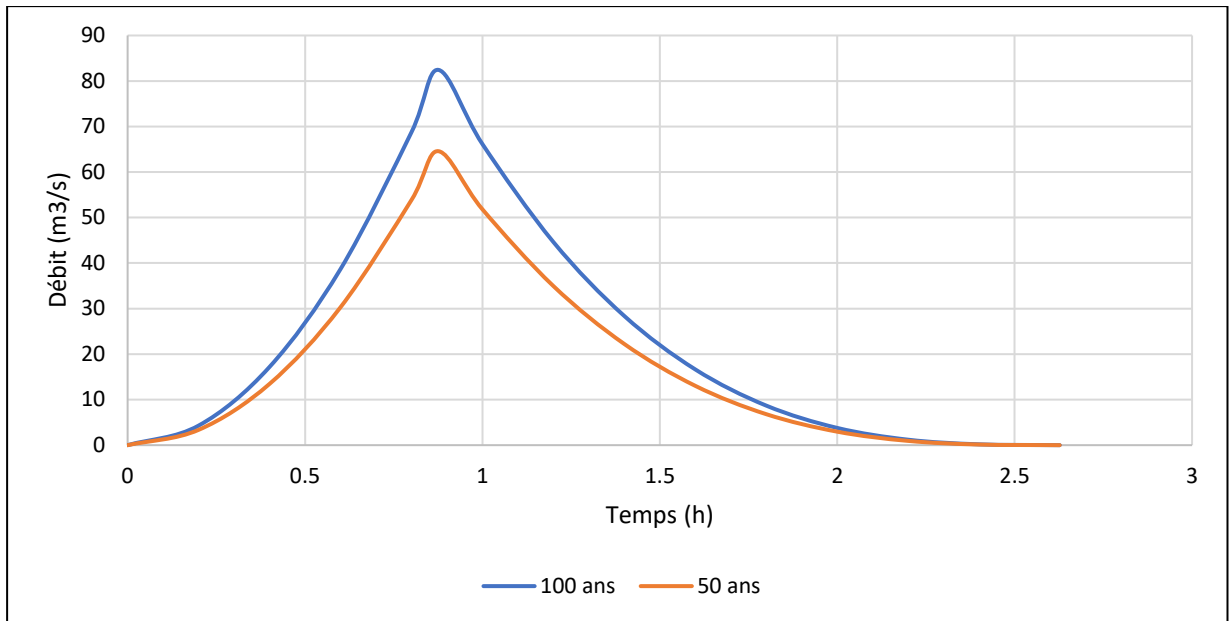


Figure III.13. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 2.

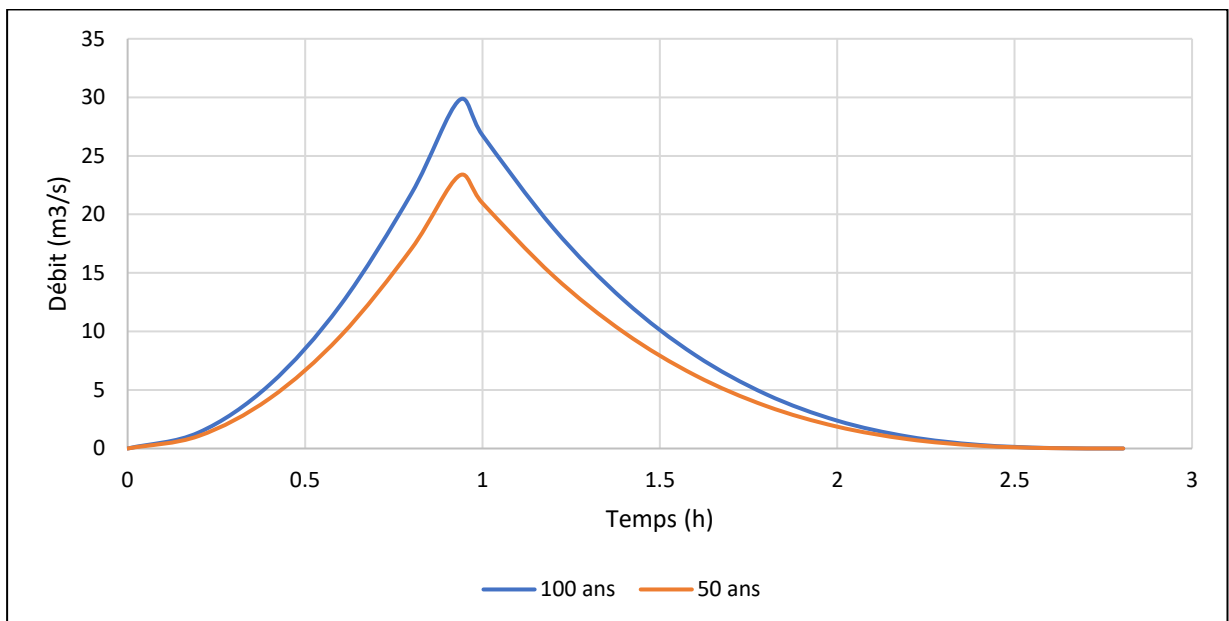


Figure III.14. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 3.

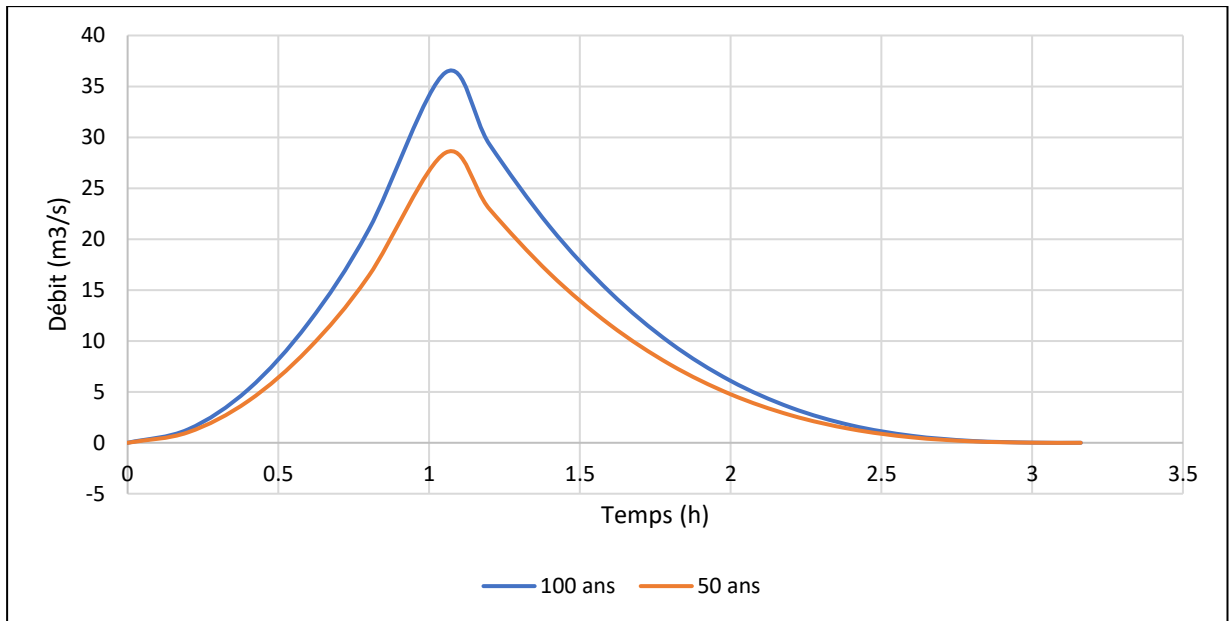


Figure III.15. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 4.

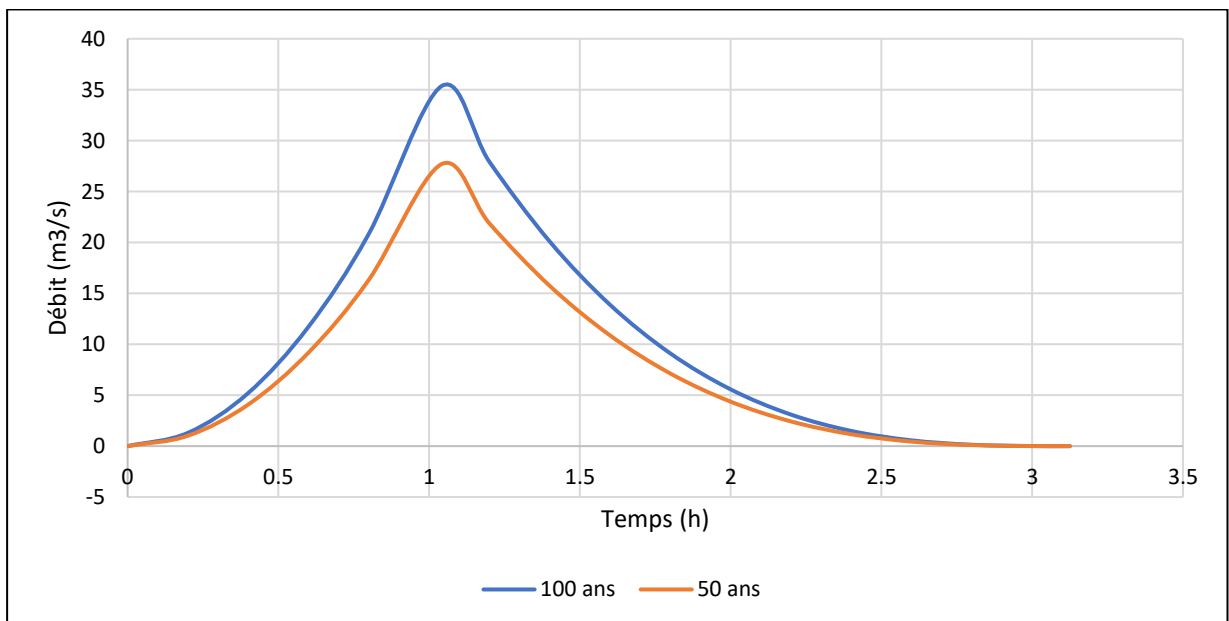


Figure III.16. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 5.

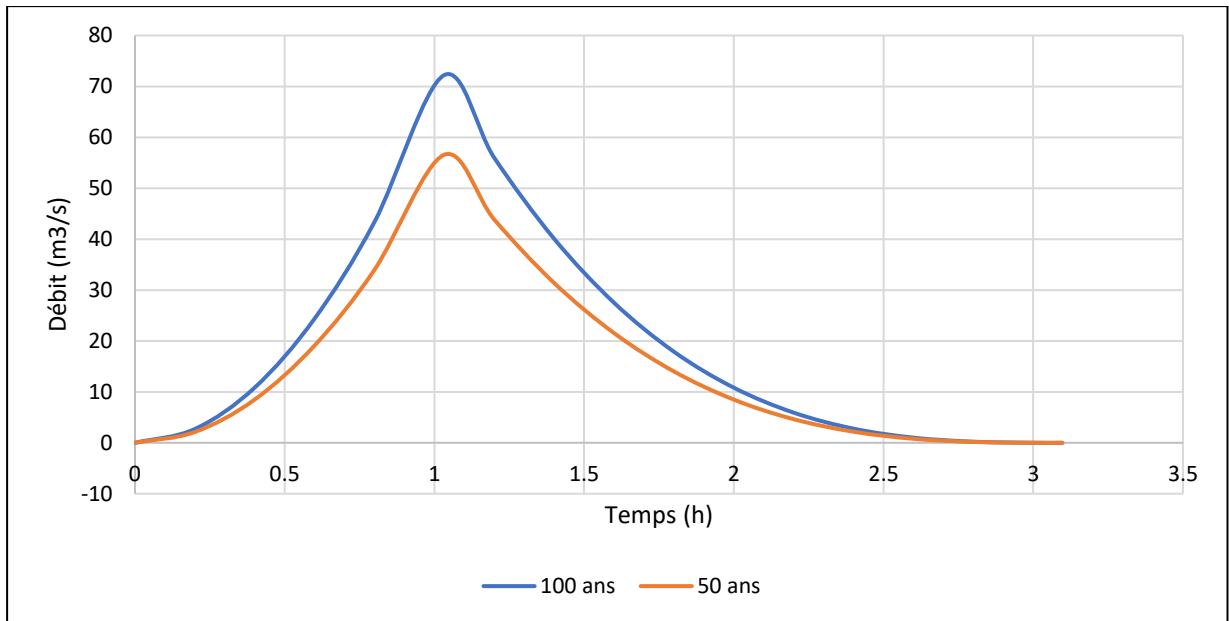


Figure III.17. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 6.

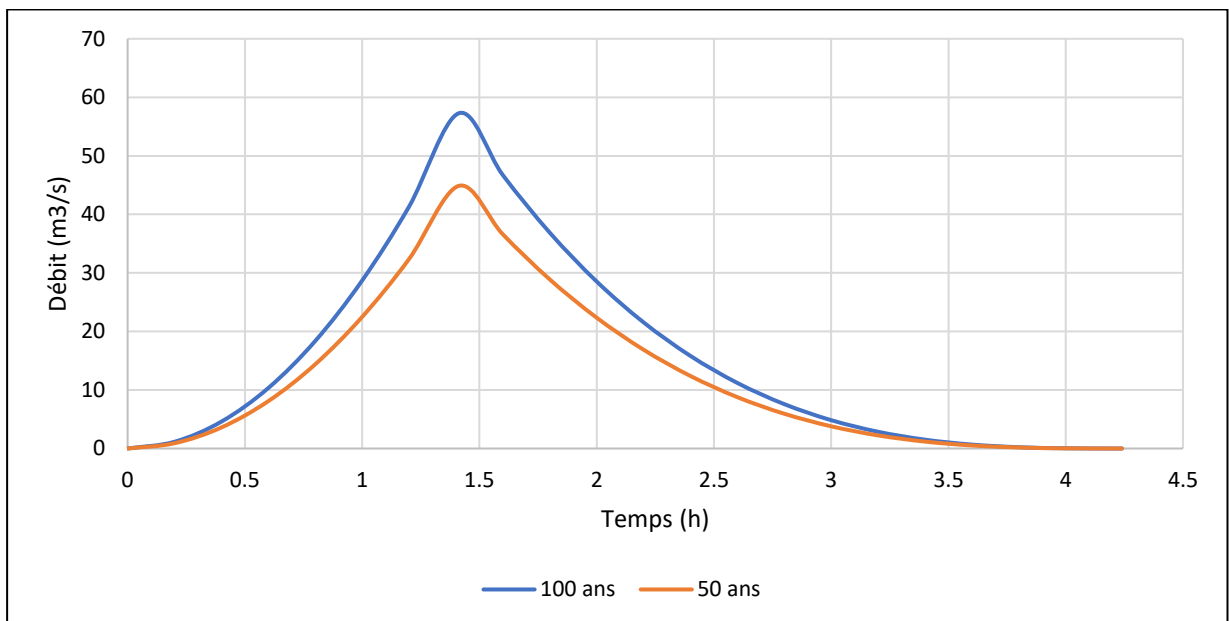


Figure III.18. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 7.

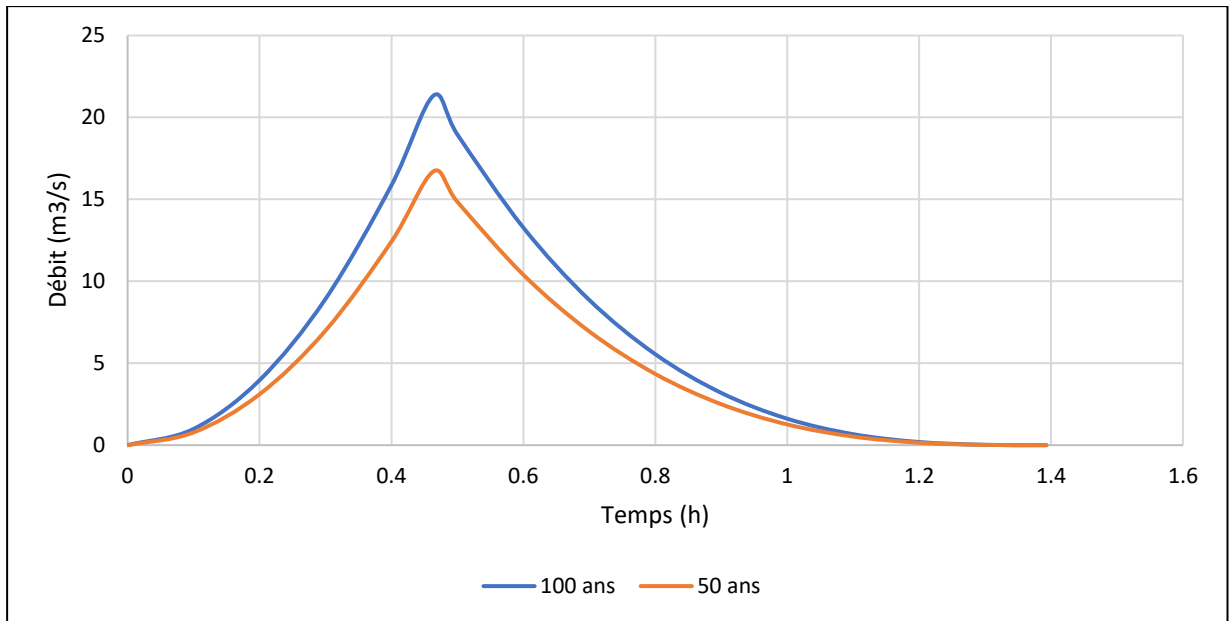


Figure III.19. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 8.

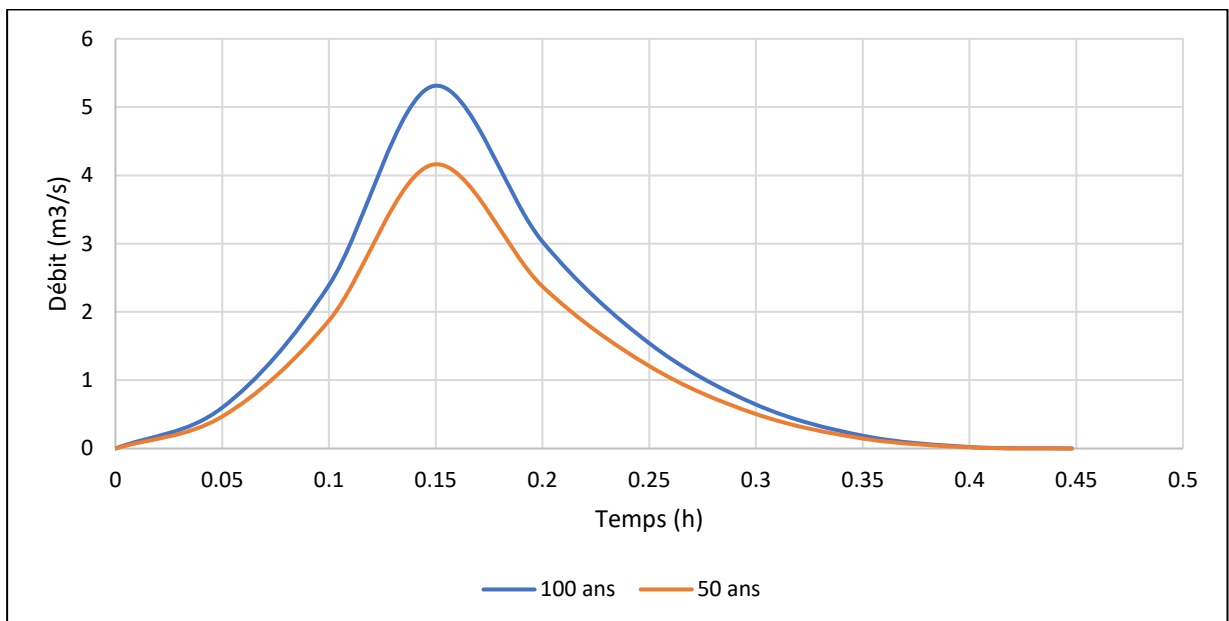


Figure III.20. Hydrogramme de crue du sous bassin versant 9.

III.4. Les Ecoulements

Dans la pratique, on se heurte souvent lors des dimensionnements des ouvrages à un manque de données qui sont essentielles pour les estimations des grandeurs hydrologiques, pour cela plusieurs formules empiriques développeront dans le reste de travail.

III.4.1. Détermination des apports liquides moyennes interannuels

A cause de l'absence des données d'observation hydrométriques, le calcul de l'apport moyen annuel s'est basé sur l'utilisation des formules empiriques suivantes :

III.4.1.1. Formule de l'ANRH

$$Le = 0.915 \cdot P_0^{2.684} \cdot S^{-0.158842} \quad (\text{III. 33})$$

Où :

P_0 : Pluie moyenne (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

III.4.1.2. Formule de SAMIE

$$Le = P_0^2 \cdot (293 - 2.2 \cdot S^{0.5}) \quad (\text{III.34})$$

Où :

P_0 : Pluie moyenne en (m) ;

S : Surface du bassin versant en (km^2) ;

Le : Lamme d'eau écoulee en (mm).

III.4.1.3. Formule de COUTAGNE

$$Le = P \cdot (0.16 - 0.00145 \cdot S^{0.5}) \quad (\text{III. 35})$$

Où :

P_0 : Pluie moyenne en (mm) ;

S : Surface du bassin versant en (km^2) ;

Le : Lamme d'eau écoulee en (mm).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Synthèse des résultats de calcul de lame d'eau écoulée (mm).

Les Bassins	ANRH	SAMIE	COUTAGNE
BVG	48.595	52.064	63.947
1	59.438	53.951	66.789
2	65.550	54.516	67.640
3	76.262	55.109	68.535
4	72.492	54.941	68.281
5	72.941	54.963	68.314
6	65.219	54.491	67.603
7	64.366	54.423	67.501
8	89.860	55.502	69.126
9	134.203	55.918	69.753

On remarque que les résultats varient un peu d'une méthode à une autre et on va prendre les résultats de la formule de COUTAGNE, car elle est la plus stable et la plus proche de la moyenne.

L'apport liquides est donné par : $A = Le * S$ (III. 36)

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

Le : Lame d'eau écoulée (m) ;

A : Apport liquide (Hm³).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Résultats de calcul des apports liquides moyennes interannuels (Hm³).

Les Bassins	Lame d'eau écoulée (mm)	Apport liquides (Hm ³)
BVG	63.947	5.822
1	66.789	1.711
2	67.640	0.936
3	68.535	0.366
4	68.281	0.501
5	68.314	0.482
6	67.603	0.966
7	67.501	1.047
8	69.126	0.131
9	69.753	0.011

III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement

III.4.2.1. Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = A_0 / T \quad (\text{III. 37})$$

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel (litre) ;

T : Temps d'une année en secondes.

III.4.2.2. Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :

$$M_0 = M_e / S \quad (\text{III. 38})$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

III.4.2.3. Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S \quad (\text{III. 39})$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

III.4.2.4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_0 \quad (\text{III. 40})$$

Avec :

L_e : lame d'eau écoulée (mm) ;

P_0 : Pluie moyenne annuels (mm).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Résultats de calcul des caractéristiques de l'écoulement.

Les Bassins	Me (l/s)	M0 (l/s/Km ²)	Le (mm)	Ce
BVG	184.614	2.028	63.947	0.146
1	54.262	2.118	66.789	0.153
2	29.674	2.145	67.640	0.155
3	11.594	2.173	68.535	0.157
4	15.895	2.165	68.281	0.156
5	15.296	2.166	68.314	0.156
6	30.616	2.144	67.603	0.155
7	33.213	2.140	67.501	0.154
8	4.163	2.192	69.126	0.158
9	0.336	2.212	69.753	0.159

III.5. Transport solide

Les cours d'eau transportent les matières solides (bloc, cailloux, graviers, sables, limons) en quantités variables et quelquefois considérables. La connaissance de ces transports solides est fondamentale dans les études des aménagements hydrauliques. Les eaux des cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes : par charriage et en suspension (Meddi et al, 1999).

Dans notre étude, l'estimation du transport solide est basée sur les trois formules empiriques suivantes :

III.5.1. Formule de Fournier

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \quad (\text{III. 41})$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km²/an) ;

Pm : Pluie du mois le plus pluvieux (mm) ;

Pa : Pluie moyenne interannuelle (mm) ;

h : 45% de la différence entre l'altitude maximum et minimum du bassin versant (m) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

III.5.2. Formule de Tixeront

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Ta = \alpha * Le^{0,15842} \quad (\text{III. 42})$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion (T/km²/an) ;

Le : La lame d'eau écoulée en mm ;

α : égale à 350 pour un bassin de perméabilité faible à moyenne.

Tableau III.26. Les différentes valeurs de « α » selon la perméabilité. (MEDDI et al, 1999)

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Résultats de calcul les Taux d'abrasion (T/Km²/an).

Les Bassins	Fournier	Tixeront
BVG	30.126	676.310
1	52.370	680.985
2	66.880	682.353
3	55.673	683.775
4	57.440	683.373
5	47.161	683.426
6	52.667	682.293
7	34.493	682.130
8	76.216	684.706
9	149.923	685.685

On remarque que les résultats obtenus se divergent considérablement, on va prendre les résultats de la formule de Tixeront, car elle est utilisable pour le Nord Algérien.

Le débit solide est donné par la formule :

$$Q_s = T_a * S \quad (\text{III. 43})$$

Avec :

T_a : taux d'abrasion (T/Km² /an) ;

S : surface de bassin versant (Km²).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Résultats de calcul des débits solides (T/an).

Les Bassins	Ta (T/Km ² /an)	Qs (T/an)
BVG	676.310	61574.003
1	680.985	17447.526
2	682.353	9440.358
3	683.775	3647.938
4	683.373	5016.644
5	683.426	4825.670
6	682.293	9744.507
7	682.130	10584.619
8	684.706	1300.256
9	685.685	104.224

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les pluies fréquentielles ainsi que les débits de crue pour différentes périodes de retours. Le modèle fréquentiel le plus adéquat d'après le test d'adéquation et l'analyse de la distribution en queue de la série pluviométrique est celui de GEV, avec un quantile centennal estimé à 106 mm.

Ensuite on a exprimé la relation pluie-durée-période de retour à l'aide de la construction des courbes PCD afin de répartir le quantile journalier sur les différentes durées.

Les trois formules d'estimation de débit de pointe de la crue ont donné des résultats proches, on prend celle issue de formule de SOKOLOSKY pour faire la simulation d'écoulement et le dimensionnement vu la robustesse de ce modèle.

En terminant notre travail par un calcul numérique sur l'écoulement et le transport solide parce que cette étape est primordiale dans les études des aménagements hydrauliques.

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS

CHAPITRE IV

CALCUL HYDRAULIQUE DU RISQUE AUX INONDATIONS

IV.1. Introduction

Les causes des inondations sont multiples, pour cette raison on se trouve devant différents types. Dans le but de projeter des moyens de protection adéquats. Ainsi, une bonne connaissance de l'état des lieux, une détermination des facteurs entraînant et accentuant ce phénomène avec la localisation des zones qui sont exposées aux risques d'inondation, s'avère indispensable.

Pour ce faire, nous entamons cette partie avec une description générale des cours d'eau et les différents ouvrages existants afin de recenser toutes les anomalies et les causes qui peuvent surgir durant les périodes de crue.

Le code de calcul, HEC-RAS, nous permet de modéliser les données hydrologiques suivant des critères morphométriques de la zone d'étude, dans le but de déterminer comment la crue centennale manifeste dans le cours d'eau ainsi les hauteurs d'eau résultantes et localiser les zones où il y a un débordement. La base de données nécessaire à l'application de ce modèle sera générée par l'outil HEC-Geo RAS, qui est un outil informatique puissant qui donne des résultats précis en chaque section transversale définie par l'utilisateur.

Avec l'utilisation du code RAS Mapping et HEC-Geo RAS, une classification des zones inondables « zonage » a été faite, en classant les zones inondables causées pour Oued Lakhhal par la crue centennale.

IV.2. Description générale

Dans cette partie de l'étude, on donne une description générale des cours d'eau, et les causes des inondations dans la ville de Sour el Ghozlane.

IV.2.1. Oued Lakhhal

Il s'agit d'un affluent d'Oued Eddous qui se jette dans Oued Soummam, les sommets des montagnes entourant la ville constituent les sources des thalwegs qui se transforment en un oued principal traversant la ville de Sour el Ghozlane.

Un débordement de l'oued causant l'inondation de toutes les zones urbanisables et agricoles.

IV.2.2. Inondation de la ville de Sour el Ghozlane, causes et conséquences

Par sa position au piémont des sous bassins versants culminants la ville à l'ouest, au sud et à l'est, la ville de Sour el Ghozlane est exposée à un problème d'inondation causée par les eaux des chaabets.

Après des sorties de terrain et prospection des sites, il a été conclu que le phénomène des inondations de la ville de Sour el Ghozlane est un phénomène combiné d'où interviennent plusieurs facteurs :

➤ Facteurs géomorphologiques

La morphologie caractérisant la zone d'étude ou bien d'une autre manière le positionnement de la ville de Sour el Ghozlane qui se situe entourée par neuf sous bassins versants (parties ouest, sud et est).

Une vision générale de l'amont vers l'aval peut nous conduire à diviser du point de vue morpho métrique le secteur d'études en 03 sections :

Sections 1 : zone à pente moyenne, drainant les eaux pluviales côté de la zone industrielle, et de la partie Est de la ville, elle traverse la route qui mène vers El Hachimia.

Sections 2 : zone caractérisée par une pente moyenne, c'est elle qui englobe le centre-ville.

Sections 3 : zone située à l'ouest de la ville, elle est caractérisée par une pente forte et de bassin versant modéré, c'est là où les eaux de ruissellement prenaient naissance avec une orientation vers oued Lakhal.

➤ Facteur lié à la nature du sol

La structure du sol peut favoriser les inondations dans les cas où elle présente une forte imperméabilité des eaux laissant écouler une lame d'eau importante en surface, dans la ville de Sour el Ghozlane ce facteur n'est pas très répondu, la majorité des terrains sont des terrains moyennement perméables, laissant infiltrer les eaux de ruissellement.

➤ Facteur lié au climat

Les chutes torrentielles sont fréquentes pendant les mois de forte pluviosité, soit de la fin novembre à avril, avec un maximum en décembre et janvier, ces chutes sont beaucoup plus dangereuses lorsqu'elles surviennent au début de l'automne (septembre-octobre), comme les

inondations du 21 octobre 2015, ou à la fin du printemps que durant le reste de l'année, les chutes torrentielles caractérisant la zone ont un effet important à la création des inondations.

IV.2.3. Caractéristiques morphologiques du cours d'eau

Le lit de l'oued n'est pas fixe, il peut se déplacer rapidement (en quelques jours lors d'une crue) ou évoluer lentement (en quelques années). Dans certains cas, nous pouvons attendre un état d'équilibre qui correspond en fait à un tracé qui évolue très lentement.

Une vue aérienne sur l'oued avec Google Earth nous a permis de constater que le tracé actuel se caractérise par un style varié. Ce dernier a été confirmé par le calcul du coefficient de sinuosité C_s (Degoutte, 2006).

$$C_s = \frac{L_m}{L_{v0}} \quad (IV.1)$$

Avec :

C_s : Coefficient de sinuosité ;

L_m : Longueur totale suivant les méandres (Km) ;

L_{v0} : Longueur à vol d'oiseau (Km).

La rivière est dite rectiligne quand ce coefficient est inférieur à 1.05, elle est dite sinueuse jusqu'à 1.25, très sinueuse jusqu'à 1.5, à méandres quand elle est supérieure à 1.5.

Tableau IV.1. Classification de la sinuosité.

SBV	L_m (Km)	L_{v0} (Km)	C_s	Classes de C_s
1	10.439	7.831	1.333	T. sinueuse
2	8.86	6.743	1.314	T. sinueuse
3	5.911	4.592	1.287	T. sinueuse
4	6.487	4.596	1.411	T. sinueuse
5	5.904	4.629	1.275	T. sinueuse
6	8.599	6.139	1.401	T. sinueuse
7	7.965	5.498	1.449	T. sinueuse
8	2.897	1.982	1.462	T. sinueuse
9	0.741	0.368	2.014	A méandres

Suite à cette reconnaissance sur le terrain et la collecte des données nécessaire pour la modélisation, on procède au choix du modèle de la simulation en fonction de la situation de l'oued ainsi que les conditions de l'écoulement.

IV.3. Choix du modèle de calcul

Compte tenu de la longueur relativement moyenne des tronçons d'oued Lakhel et du fait que l'on s'intéresse uniquement à l'élévation maximale de la ligne d'eau pour une chronique de débits donnée, la modélisation des écoulements en régime permanent est suffisante.

Il faut toutefois savoir si l'on opte pour un modèle 2D (mis en œuvre par exemple par le logiciel Telemac 2D) ou un modèle 1D (sous HEC RAS).

Au regard des caractéristiques de la zone d'étude et des variables étudiées (hauteur de la ligne d'eau et débit), l'utilisation d'un modèle 1D est suffisant. En effet, plusieurs observations semblent justifier l'hypothèse d'un écoulement unidirectionnel :

- ✓ L'absence d'affluents et d'ouvrages longitudinaux (digue ou déversoir longitudinal).
- ✓ La présence d'un lit majeur bien marqué et encaissé, ne favorisant pas les écoulements transversaux et ne possédant pas de singularités marquées.
- ✓ Un champ d'expansion composé principalement de prairies en amont.

Les travaux de Horrit & Bates (2002) montrent que pour un écoulement rassemblant ces hypothèses, les résultats des simulations 1D du logiciel HEC-RAS, bien que découlant d'une méthode plus simple, sont comparables à ceux de la modélisation donnée par LISFLOOD-FP.

Ou bien la modélisation 2D donnée par TELEMAC 2D à condition de posséder un modèle numérique de terrain de haute résolution (Hervouet, 2007).

Cette réflexion a mené à l'utilisation de HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers-River Analysis System), plateforme logicielle de simulation hydraulique développée par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis (US Army Corp of Engineers), qui répond parfaitement aux attentes escomptées.

IV.3.1. Présentation du logiciel HEC-RAS

Le code HEC-RAS est une nouvelle version d'un modèle hydraulique auparavant nommé HEC-2, qui comporte maintenant une interface graphique permettant d'éditer, modifier et visualiser les données d'entrée, de même qu'observer les résultats obtenus. Il est présentement

utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. La nouvelle version 4.1 du code permet de simuler les écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

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

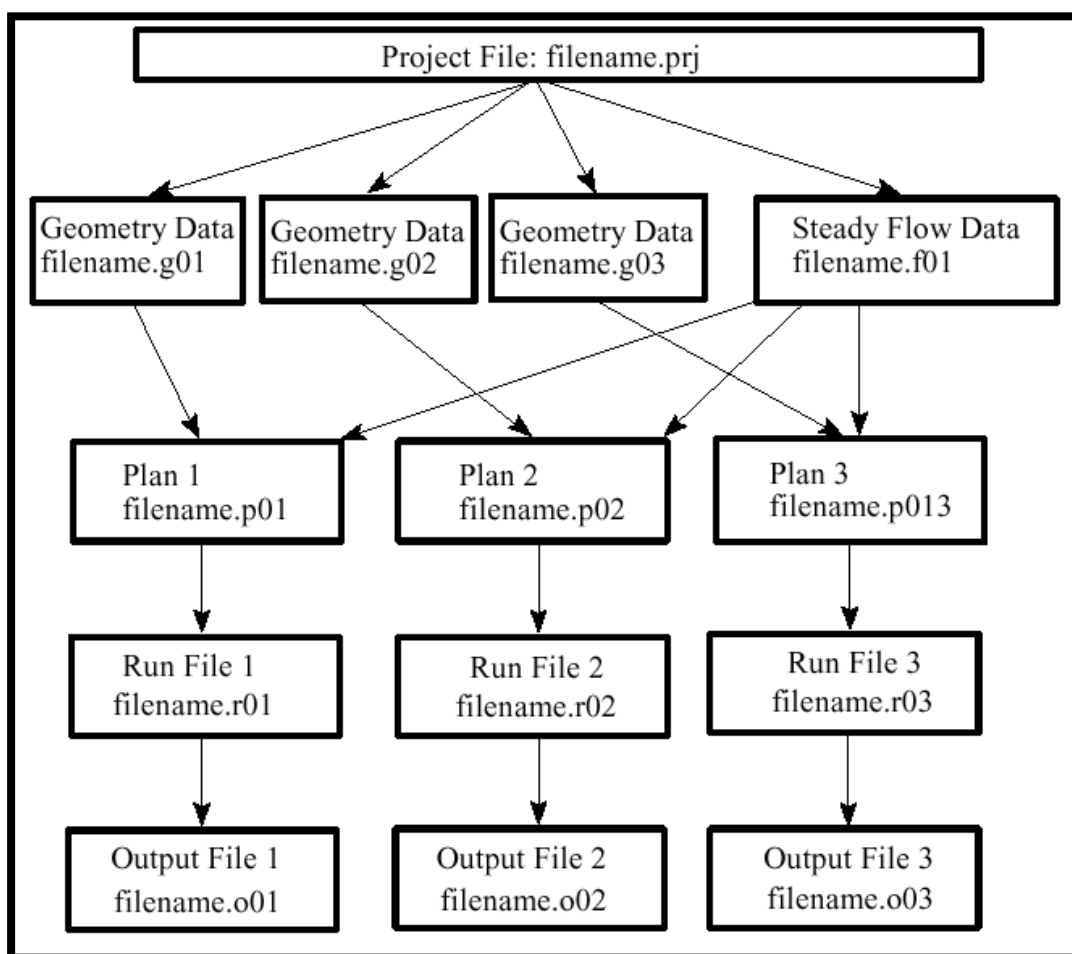


Figure IV.1. Schéma conceptuel des fichiers d'un projet sur HEC-RAS.

IV.3.2. Les équations mises en jeu

Le code HEC-RAS utilise les équations de Saint-Venant 1D (Shallow Water Equations) pour relier les hauteurs d'eau et les débits. Ces équations se déduisent après les équations de Navier-Stokes grâce à des simplifications liées au modèle de la rivière.

IV.3.2.1. Le cas stationnaire

Le modèle géométrique sera maillé est représenté en une succession des sections transversales. Le logiciel calcul la hauteur d'une section à partir de la hauteur d'eau de la section précédente à l'aide de l'équation de conservation de l'énergie (conservation de la charge) suivante :

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

Avec :

Z : cote du fond du lit.

Y : hauteur d'eau à la section.

α : Coefficient de pondération de la vitesse.

V : vitesse moyenne sur la section.

g : accélération de la pesanteur.

h_e : Perte de charge.

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

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (\text{IV. 3})$$

Avec :

L : la distance entre les deux profils ;

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

C : le coefficient d'expansion ou de contraction.

La figure ci-dessous illustre l'apport de chaque terme de l'équation (III.1).

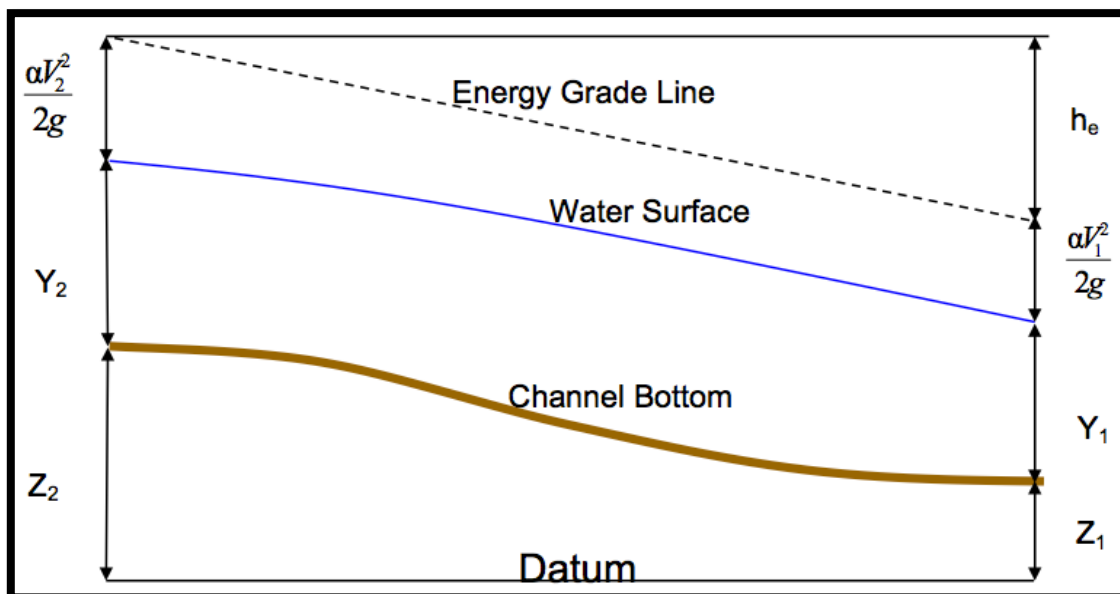


Figure IV.2. Conservation de la charge entre deux sections (HEC-RAS, 2014).

Les pertes de charges estimées proviennent des effets de frottement et de contraction/expansion du cours d'eau. La paramétrisation de Manning-Strickler est utilisée pour le frottement.

Pour évaluer correctement les pertes de charges, et donc le frottement, HEC-RAS découpe chaque section en plusieurs domaines verticaux et pour chaque domaine on introduit leur coefficient de frottement. En effet le frottement dépend de la vitesse et on se doute bien que la vitesse n'est pas la même sur les bords, dans le lit majeur ou dans le lit mineur. Le découpage se fait comme sur l'image qui suit :

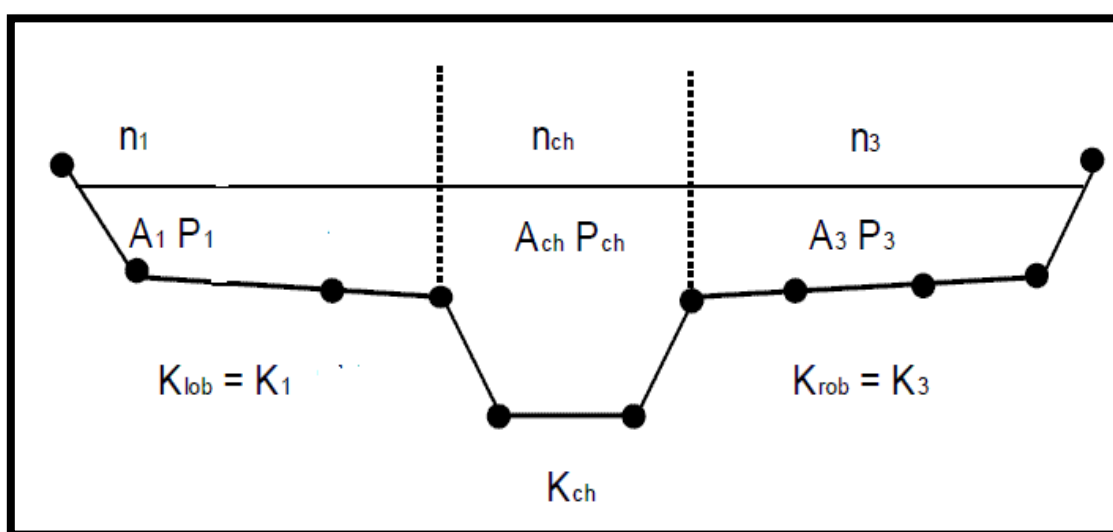


Figure IV.3. Découpage de la section pour le calcul du frottement (HEC-RAS, 2014).

IV.3.2.2. Cas instationnaire

Dans le cas instationnaire, la résolution sous HEC-RAS se fait différemment. Les équations utilisées, cette fois-ci, sont la conservation de la masse et la conservation de la quantité de mouvement. Pour obtenir ces équations on fait un bilan sur un petit volume de control, comme sur l'image suivante :

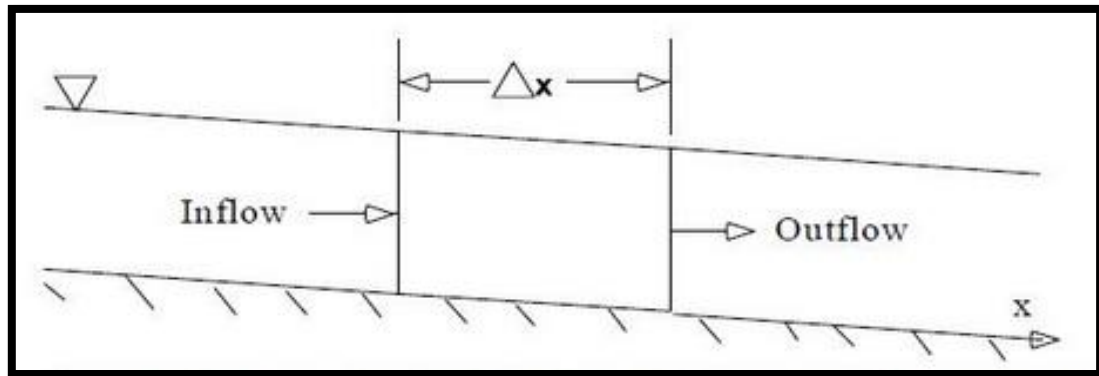


Figure IV.4. Description d'un élément de volume élémentaire de contrôle (HEC-RAS, 2014)

On obtient l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (\text{IV. 4})$$

Avec :

A_T : Section de contrôle (m^2) ;

Q : débit d'écoulement (m^3/s) ;

q_l : Apport latéral par unité de longueur ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).

L'équation de conservation de la quantité de mouvement s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + Sf \right) = 0 \quad (\text{IV. 5})$$

Avec :

$\frac{\partial z}{\partial x}$: Pente de la hauteur d'eau (m/m) ;

Sf : Pente de la ligne d'énergie (m/m) ;

A : Section de contrôle (m^2) ;

V : Vitesse moyenne (m/s).

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

IV.3.3. Banque de données nécessaire à l'application du code de calcul HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons des deux oueds considérés.

- Les données géométriques relatives à chaque section :
 - Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude.
 - Les coefficients de rugosité du lit mineur et majeur.
 - Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, droite et axe de lit mineur.
- Les données hydrométriques à savoir le débit de projet et les conditions aux limites.

IV.4. Démarche de la modélisation

La réalisation de la géométrie d'oued Lakhel, consiste à implémenter des profils en travers représentatifs, sur lesquels on calcule la hauteur d'eau et d'autres caractéristiques de l'écoulement, elle correspond au maillage de la rivière.

IV.4.1. Modélisation de la rivière

Dans la présente étude, ce maillage est réalisé à l'aide de l'outil HEC-Geo RAS intégrée au logiciel ArcGIS, on s'appuie sur le modèle numérique de terrain (MNT) définie par les données du satellite ASTGDEM 2 en 3D : sous format TIN (Triangulated Irregular Network).

La figure ci-dessous représente le Modèle numérique de terrain (MNT) du bassin versant d'Oued Lakhel sous format de TIN.

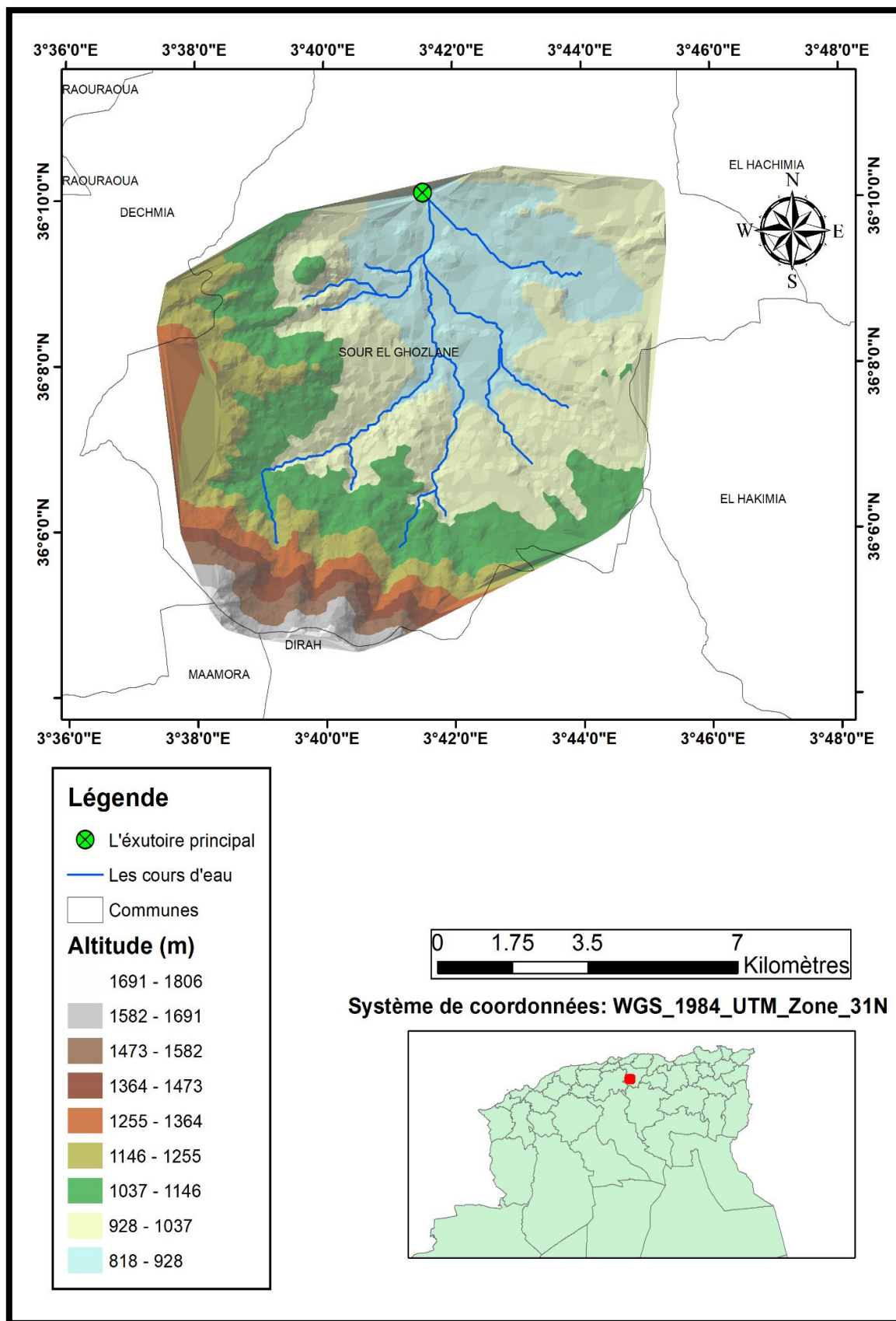


Figure IV.5. Modèle numérique de terrain (MNT) du bassin versant d'Oued Lakhel sous format de TIN (Trianguled Irregular Network).

IV.4.2. Présentation du logiciel HEC-Geo RAS

HEC-Geo RAS est un ensemble de procédures, d'outils et d'utilitaires pour le traitement des données géospatiales dans ArcGIS à l'aide d'une interface utilisateur graphique (GUI). L'interface permet de préparer les données géométriques pour l'importation dans HEC-RAS et de traiter les résultats de simulation exportés depuis HEC-RAS. Pour créer le fichier d'importation, l'utilisateur doit disposer d'un modèle numérique de terrain (MNT) du réseau hydrographique au format ArcInfo TIN. L'utilisateur crée une série de thèmes de lignes pertinentes pour le développement de données géométriques pour HEC-RAS. Les thèmes créés sont Stream Centerline, Flow Path Centerlines (facultatif), Main Channel Banks (facultatif) et Cross Section Cut Lines, appelés RAS Thèmes.

Des thèmes RAS supplémentaires peuvent être créés/utilisés pour extraire des données géométriques supplémentaires pour l'importation dans HEC-RAS. Ces thèmes comprennent l'utilisation des terres, l'alignement des levées, les zones d'écoulement inefficaces et les zones de stockage.

Les données de profil de surface de l'eau et les données de vitesse exportées à partir des simulations HEC-RAS peuvent être traitées par HEC-Geo RAS pour l'analyse SIG pour la cartographie des plaines inondables, le calcul des dommages causés par les inondations, la restauration de l'écosystème et la préparation et l'intervention en cas d'inondation.

IV.4.3. Démarche de travail

On site les étapes à suivre pour modéliser l'écoulement d'Oued Lakhal :

IV.4.3.1. Transferts de données de HEC-Geo RAS à HEC-RAS

Le travail consiste à définir l'axe de l'oued par l'outil Stream centerline et deux autres axes parallèles à gauche et à droite par les outils Banks et Flowpaths, ensuite on a produit les sections en travers à une tabulation automatique par Construct XS Cut lines à partir de la couche des sections en travers XS Cut lines, dont on a fixé les distances suivantes :

L'équidistance entre deux sections transversales est de 20 m, une distance très petite implique la présence des interactions entre sections et des fluctuations dans l'estimation des altitudes, par contre une distance très grande ne décrit pas avec précision la sinuosité de l'oued.

La largeur d'une section transversale est variée par rapport à la morphologie de chaque tronçon.

Il nous reste à présent que produire deux couches en 3D pour l'axe de l'oued et pour les sections en travers par les deux options respectivement : Stream Centerline Attributes-All, XS Cut Line Attributes-All et d'exporter les résultats de calcul vers le code HEC-RAS sous un fichier type « géo » inclut les paramètres suivants :

- ✓ Le fichier point (Distance, Altitude) de chaque section en travers.
- ✓ Les trois distances principales à la section.
- ✓ Les deux distances (Axe-Berge gauche et Axe-Berge droite).

A l'ouverture de logiciel HEC-RAS, on définit un nouveau projet, les sections transversales et les contractions, expansions, et les différentes distances sont récupérés directement à travers le fichier Géo, ainsi la géométrie est définie.

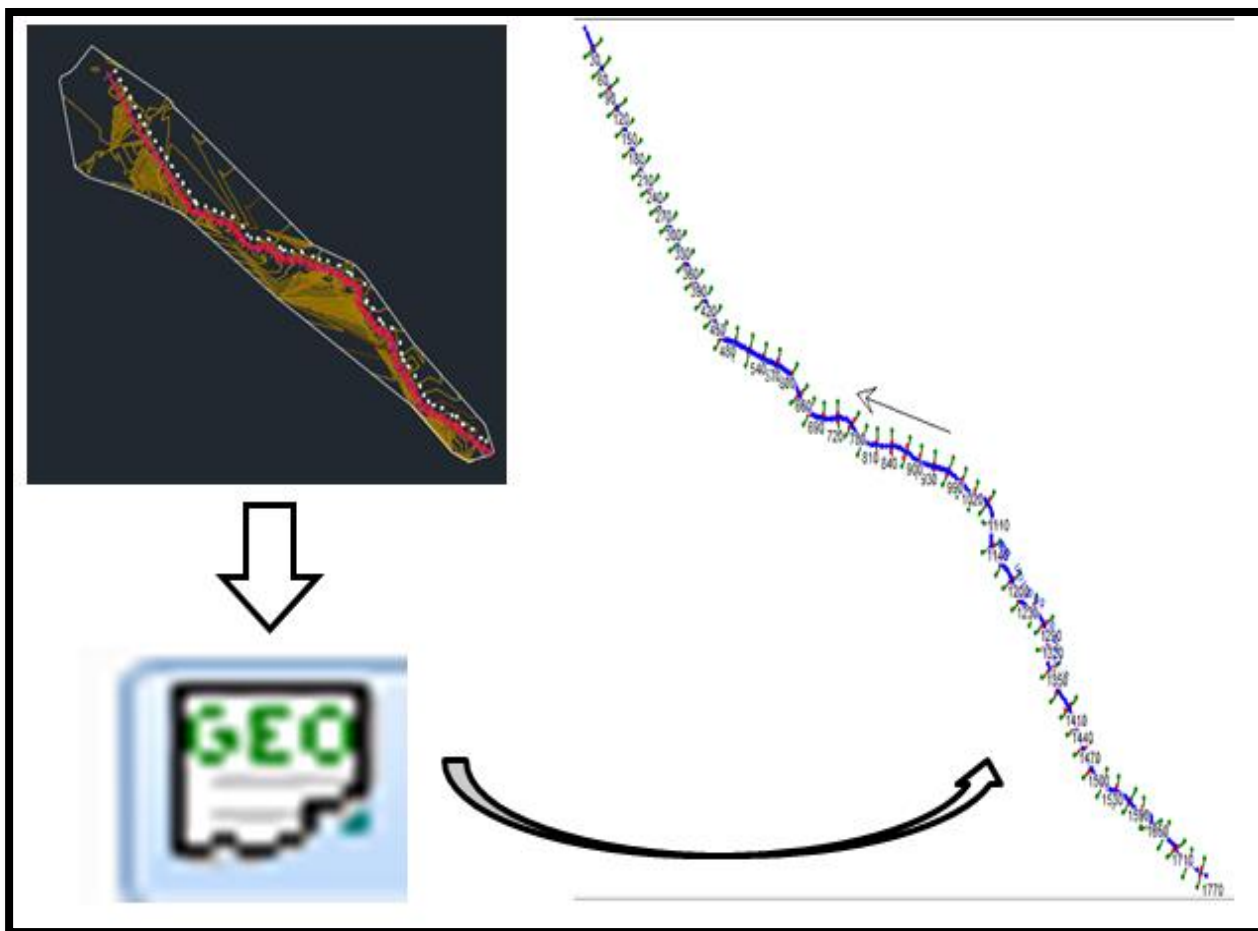


Figure IV.6. Les différentes étapes pour définir le tracé d'un oued.

IV.4.3.2. Choix de coefficient de frottement

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)

$$\mathbf{n} = (\mathbf{n}_0 + \mathbf{n}_1 + \mathbf{n}_2 + \mathbf{n}_3 + \mathbf{n}_4) \times \mathbf{f} \quad (\text{IV.6})$$

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

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

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

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

n_4 : Traduit l'influence de la végétation.

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

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

Tableau IV.2. Les valeurs des facteurs pour estimer le coefficient de Manning.

Facteur	Caractéristique	Valeur
n ₀	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n ₁	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n ₃	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
f	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

En se basant sur les facteurs cités ci-dessus, on a estimé le coefficient de Manning pour différents emplacements, selon les photos satellitaires de Google Earth.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Valeurs récapitulatives de l'estimation du coefficient de Manning.

Affluent du SBV	Coefficient de Manning		
	Rive Gauche	Lit mineur	Rive Droite
1	0.046	0.04	0.046
2	0.044	0.038	0.044
3	0.042	0.035	0.042
4	0.043	0.037	0.043
5	0.033	0.02	0.033
6	0.038	0.024	0.038
7	0.037	0.03	0.037
8	0.03	0.023	0.03
9	0.025	0.011	0.025

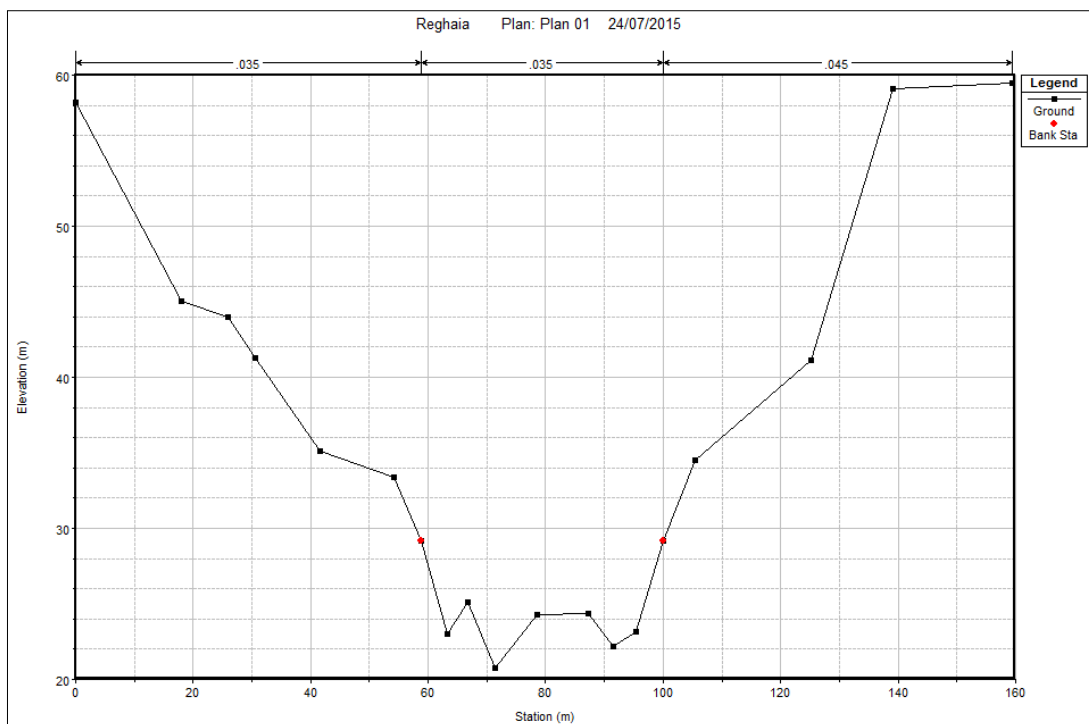


Figure IV.7. Description d'une section en travers par le code HEC-RAS.

IV.4.3.3. Modélisation de l'écoulement

En premier pas, l'écoulement est supposé uniforme : Steady Flow Data.

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. Bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude de base pour tous les autres types d'écoulement. (Graf Altinakar, 2000)

Sous l'hypothèse d'un régime de débit mixte, les conditions aux limites imposées pour la résolution du calcul hydraulique sont :

- Un débit en entrée.
- Une hauteur critique sera calculée en aval et en amont.

Pour les conditions en entrée, les débits disponibles ont été présentés dans le chapitre III.

Les conditions aux limites dans HEC-RAS prennent les choix suivants :

- 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 en amont et en aval pour le cas d'un régime mixte, 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.

IV.4.3.4. Mise en marche de la simulation

Après avoir introduit les données géométrique et hydrométrique de notre oued, On fait le choix de régime d'écoulement, supposé mixte pour notre cas, et en lance la simulation.

IV.4.3.5. Visualisation des résultats

Les résultats de simulation d'oued Lakhel sont donnés sous forme de graphes et tableaux exprimant la variation des différents paramètres hydrauliques (Vitesse, profondeur de la ligne d'eau, profondeur de la ligne d'énergie, section mouillée, les profils des zones inondables selon le débit considéré,) en fonction de la longueur du cours d'eau.

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

NB : Voir Annexes pour quelques résultats de logiciel HEC-RAS.

IV.5. Délimitation des zones inondables

Après avoir calculé les profils d'inondation avec HEC-RAS, notre objectif dans cette partie est la délimitation des plaines inondables. Pour ce faire, nous avons besoin d'obtenir la surface de l'eau par l'option Water Surface Generation inclut dans Inundation Mapping de RAS Mapping (un modèle de mappage inclut dans HEC-Geo RAS version 4.1.0) à partir les données exportées de HEC-RAS. Une fois la surface de l'eau est délimitée, on peut facilement produire la zone inondable par l'option Floodplain Delineation Using Rasters.

La figure ci-dessous représente la Carte d'inondabilité de la ville de Sour el Ghozlane.

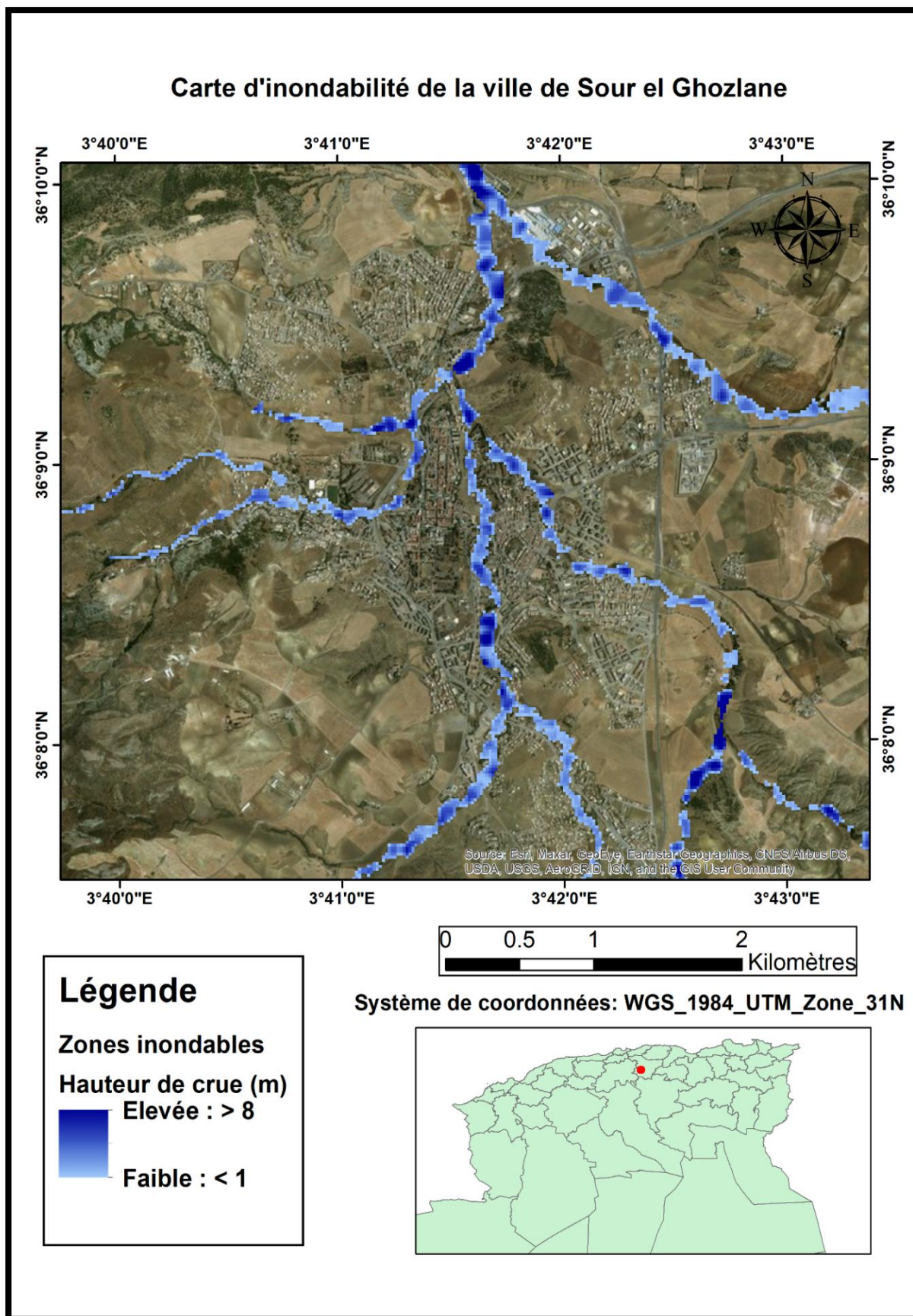


Figure IV.8. Carte d'inondabilité de la ville de Sour el Ghozlane

Conclusion

Cette étape nous a permis de bien connaître la situation de notre zone d'étude vis-à-vis sa réponse aux inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

En fonction de ces anomalies à savoir : le rétrécissement des oueds en aval, la présence des embâcles, l'envahissement des habitations illicites sur les berges, en ajoutant une pente raide en amont donnant un régime d'écoulement torrentiel caractérisé par des vitesses élevées et un temps de concentration faible, ce qui rend la crue rapide et destructive, on va chercher la solution adéquate qui résoudra la problématique d'inondations de la ville de Sour el Ghozlane.

Cette étape nous a permis de bien connaître la situation de notre zone d'étude vis-à-vis sa réponse aux inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale.

CHAPITRE V

**ETUDE DE VARIANTES
D'AMENAGEMENT**

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTES D'AMENAGEMENT

V.1. Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude, des schémas d'aménagement d'Oued Lakhel seront proposés.

Les variantes proposées font l'objet d'une étude comparative, dans le but d'évaluer le coût et la pertinence de chacune, afin de choisir la meilleure sur le plan technico-économique qui va satisfaire ces fonctionnalités pour lesquelles est destinée, toute en préservant l'aspect environnemental et en assurant l'esthétique.

Parmi ces schémas une variante sera retenue et fera l'objet d'une étude détaillée, dans le chapitre à suivre. Cette variante garantira la protection de la localité contre les crues de l'oued.

Il faut veiller sur l'application des solutions, du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées avec le terrain et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

V.2. Processus de l'aménagement dans le cadre de l'étude

Les variantes ont été sélectionnées dans le souci de protéger les localités de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations, par l'évacuation des eaux des crues vers l'exutoire, en respectant toutes les conditions d'écoulement, de stabilité des berges et n'oubliant pas l'impact de cet aménagement sur l'environnement.

Après citation des zones rentrant dans le cadre de l'étude de protection de la ville de Sour el Ghozlane, il s'est vu nécessaire de donner au préalable un plan d'aménagement qui sera en harmonie avec la situation actuelle des différents systèmes (Aménagement, assainissement, extension) de la ville.

Ce plan d'aménagement va prendre en considération les caractéristiques et les priorités à entreprendre pour chaque zone à aménager. Le remède du problème des inondations de la ville

sera traité essentiellement en amont puisque les points noirs se localisent dans leur majorité en amont qui provoquent l'inondation de la partie aval du centre de Sour el Ghozlane.

V.2.1. Rappel du débit de projet

Le choix de la crue de projet est une décision très importante dans l'étude de protection d'une ville contre les eaux de crues qui sont généralement brusques et violentes.

L'aménagement des oueds en Algérie est projeté généralement avec les débits centennaux car les débits centennaux sont l'origine de la majorité des inondations dans notre pays et il existe plusieurs études prouvent ça et l'autre raison c'est l'obligation de mettre l'étude dans le cadre technico-économie.

V.2.2. DESCRIPTION DES VARIANTES

Les variantes proposées sont :

- **Partie Est** : L'aménagement de cette zone nécessite un recalibrage et reprofilage de la chaabat sur un tronçon linéaire de 2586 ml. Afin de protéger la zone urbanisée de la partie est et la route qui mène vers El Hachimia, deux types d'aménagement pour la Chaabat **A** sont proposés :
 - Canal rectangulaire en béton armé.
 - Canal trapézoïdal en béton armé.
- **Partie Centre** : Le schéma d'aménagement consiste à la projection de trois canaux rectangulaires trapézoïdals ou en béton armé ou en pierres maçonnées sur un linéaire de :
 - 1789 m pour le canal **B**.
 - 3394 m pour le canal **C**.
 - 1319 m pour le canal **E**.
- **Partie Ouest** : L'aménagement dans cette zone nécessite un recalibrage et reprofilage de la chaabat **D** sur un linéaire de 2397 m, les variantes proposées sont :
 - Canal rectangulaire en béton armé.
 - Canal trapézoïdal en béton armé.

La figure suivante résume le processus de l'aménagement comme suit :

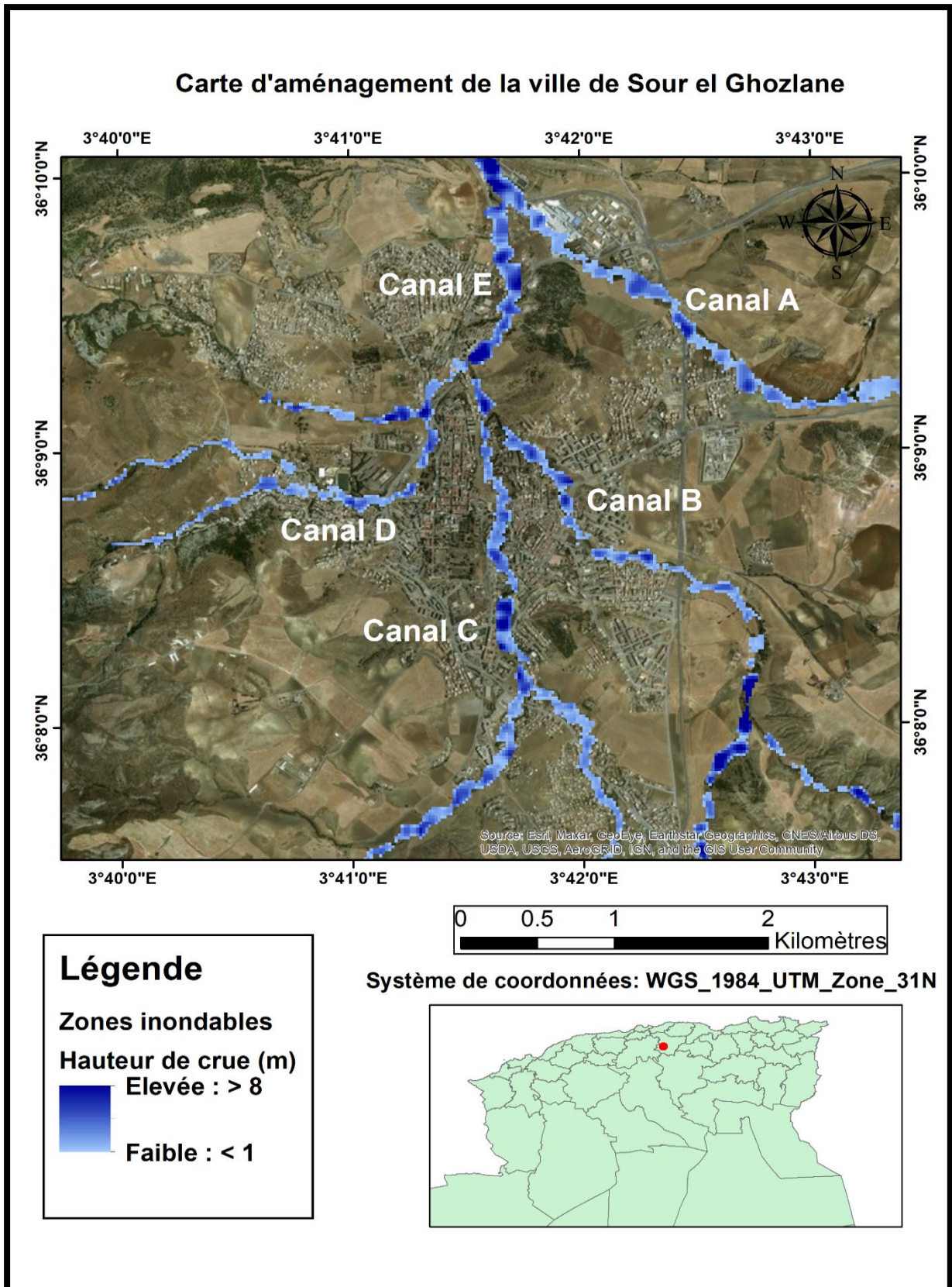


Figure V.1. Schéma d'aménagement de protection contre les inondations de la ville de Sour el Ghozlane

Le linéaire de tous les cours d'eau considérés est d'environ 11446 ml et les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Caractéristique des cours d'eau et description des variantes.

	Oued	Longueur (m)	Variante d'aménagement
Partie Est	Canal A	2588	- Canal rectangulaire en BA. - Canal trapézoïdal en BA.
Partie Centre	Canal B	1792	
	Canal C	3357	
	Canal E	1320	
Partie Ouest	Canal D	2389	
	Total	11446	

Pour les deux variantes présentées ci-dessus (du point de vue : matériaux de réalisation), on peut citer d'une manière plus ou moins précise les avantages et les inconvénients relatif à chaque variante. Dans le tableau ci-après quelques caractéristiques importantes de chaque variante.

Tableau V.2. Caractéristiques importantes de variante d'aménagement.

Variante	Avantages	Inconvénients
Canal de forme trapézoïdal en béton	<ul style="list-style-type: none"> • Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal. • Très répandu dans la protection contre les inondations. • entretien facile. 	<ul style="list-style-type: none"> • Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage).
Canal de forme rectangulaire fermé en béton	<ul style="list-style-type: none"> • Pour le protéger contre les rejets public (poubelle, décharge industrielle) • Pour protéger les habitants surtout les enfants • Pas de difficulté dans la réalisation par rapport aux canaux trapézoïdales 	<ul style="list-style-type: none"> • Il est caractérisé par des hauteurs d'eau assez élevées ce qui conduit à des travaux de terrassement profonds très coûteux. • Volume très important du béton

V.2.3. Les formules de dimensionnement des canaux

Le dimensionnement des canaux et surtout le calcul de la profondeur normale joue un rôle très important dans la pratique de l'ingénieur hydraulicien. On cite les formules de dimensionnement des canaux rectangulaire et trapézoïdale.

V.2.3.1. Canal d'une forme trapézoïdale revêtu

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

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \cdot S_m \cdot \sqrt{I} \quad (V.1)$$

Avec :

Q : Débit de dimensionnement (m³/s)

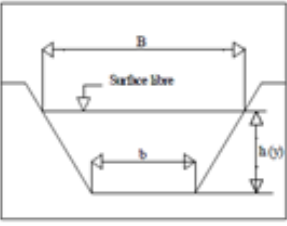
n : Coefficient de Manning représentant la rugosité ;

I : Pente du canal (m/m)

R_h : Rayon hydraulique ;

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V.2)$$

Tableau V.3. Propriétés géométriques d'un canal trapézoïdale.

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

S_m : Section mouillée du canal (forme trapézoïdale)

$$S_m = (b + m \cdot h) \cdot h \quad (V.3)$$

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

$$P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (V.4)$$

m : Fruit du talus

Tableau V.4. Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme trapézoïdale

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

➤ **Démarche de calcul**

En remplaçant les formules du tableau (V.3) dans la formule (V.1) :

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

Les termes n, Q, I étant connus, on procède à un calcul itératif en fixant b suivant la largeur moyenne du lit naturel, en choisissant à priori un fruit de talus $m = 1$ pour la facilité des calculs sur Excel et la facilité technique de réalisation d'un angle de 45° sur le terrain.

V.2.3.2. Canal d'une forme rectangulaire revêtu

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

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S_m \cdot \sqrt{I} \quad (V.6)$$

Avec :

Q : Débit de dimensionnement [m^3/s] ;

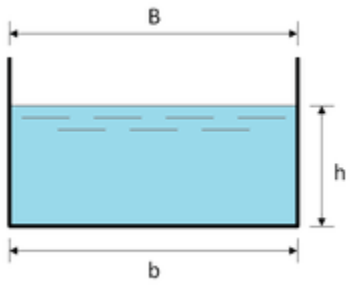
n : Coefficient de Manning représentant la rugosité ;

I : Pente du canal (m/m) ;

R_h : Rayon hydraulique

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V.7)$$

Tableau V.5. Propriétés géométriques d'un canal rectangulaire.

Forme	Section mouillée	Périmètre mouillée	Rayon hydraulique
	$b \cdot h$	$(b + (2 \cdot h))$	$\frac{b \cdot h}{b + (2 \cdot h)}$

S_m : Section mouillée du canal (forme rectangulaire)

$$S_m = b \cdot h \tag{V.8}$$

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

$$P_m = b + (2 \cdot h) \tag{V.9}$$

Tableau V.6. Caractéristique de la section optimale : cas d'une forme rectangulaire.

Caractéristique	Base	Rayon hydraulique
	$b = f(h)$	$R = f(h)$
Relation	$2 \cdot h$	$\frac{1}{2}h$

➤ **Démarche de calcul**

En remplaçant les formules du tableau (V.5) dans la formule (V.6) :

$$\frac{n \cdot Q}{\sqrt{I}} = \frac{[b \cdot h]^{5/3}}{[b + (2 \cdot h)]^{2/3}} \tag{V.10}$$

Les termes n , Q , I étant connus on procède à un calcul itératif en fixant b suivant la largeur moyenne du lit naturel et on fait nos calculs.

n : étant la rugosité du canal dépendant de la nature du revêtement.

Les valeurs de la rugosité de certain revêtement sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7. Valeurs du coefficient de rugosité. (Oussama et Rabie Aissa Madaoui, 2016).

Caractéristiques du revêtement du lit	Valeur de rugosité n
- Canal avec revêtement en béton relativement brute	0.014
- Canal en terre	0.033
- Canal en maçonnerie	0.025
- Canal béton et parois en maçonnerie	0.022
- Canal en Gabions remplis de matériaux de carrière	0.027
- Canal en metlas Reno remplis de matériaux de carrière	0.025

V.2.4. Marge de sécurité dans les canaux

Dans les canaux à surface libre, une perte de charge non prévue provoque une élévation de la surface libre et un risque de débordement.

C'est pourquoi il faut toujours prévoir une marge de sécurité au-dessus de la ligne d'eau calculée afin de tenir compte de l'accumulation de dépôt solide, de croissance de la végétation, des vagues provoquées par le vent, ...etc.

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0,30 m pour les petits canaux, et 60 à 1.20 m pour les grands canaux. Il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (Lencastre, 2008).

V.2.5. Conception des canaux à projeter

A l'aide du logiciel AutoCAD 2008, des conceptions pour les canaux proposés a été faite comme suit :

- Canal rectangulaire en béton armé

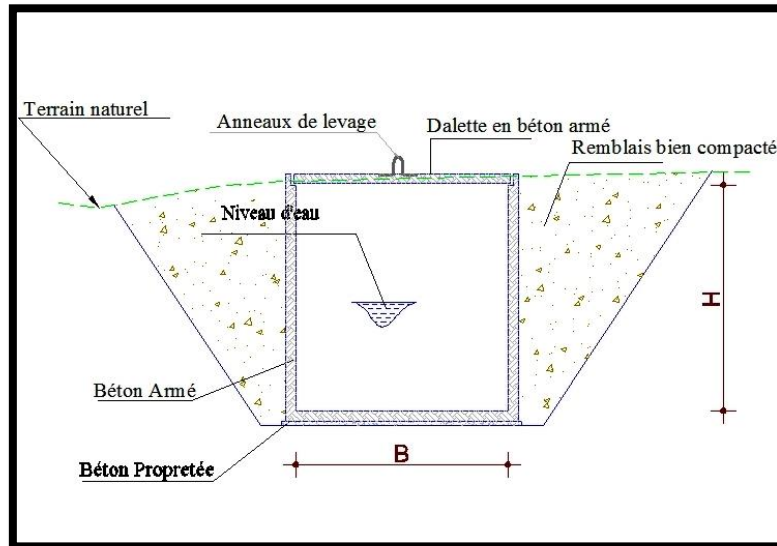


Figure V.2. Schéma d'un canal rectangulaire en béton.

- Canal trapézoïdal en béton armé

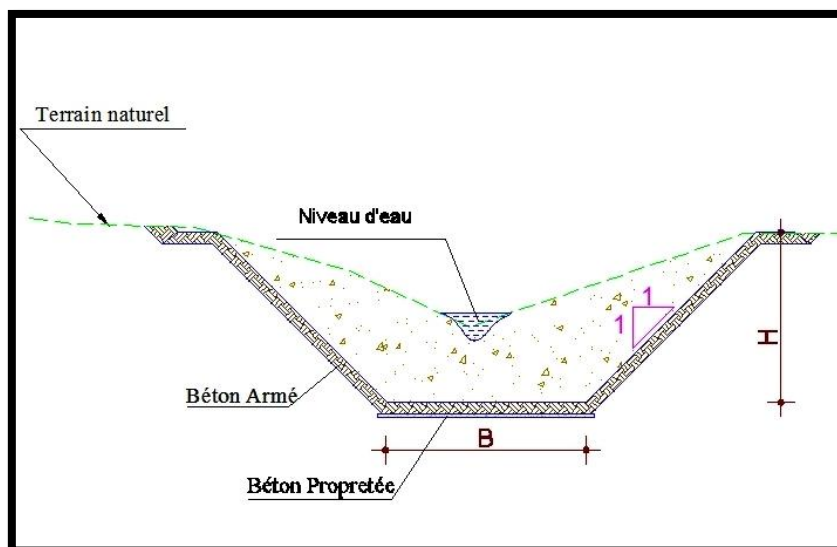


Figure V.3. Schéma d'un canal trapézoïdal en béton armé.

V.2.6. Description des ouvrages particuliers

Dans cette section, nous décrivons brièvement les ouvrages particuliers utilisés dans la conception de la protection.

V.2.6.1. Ouvrages d'accumulation

A l'entrée du canal, on dresse un ouvrage d'accumulation, afin de protéger les parois des canaux et éviter le passage des apports solides. Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

V.2.6.2. Ouvrages de rejet

L'ouvrage de rejet permet de protéger les parois des canaux et de déverser les eaux collectées dans l'Oued.

V.2.6.3. Ouvrages de raccordement

A chaque branchement des canaux, on projette un ouvrage de raccordement qui permet de relier ces canaux. Cet ouvrage doit être curé après le passage de chaque crue importante.

V.2.7. Calcul hydraulique

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

V.2.7.1. Canal A

Tableau V.8. Dimensions du canal A de nature rectangulaire en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE EST	1	57.3	860	0.014	0.014	10	1.6	0.84	8.4	11.68	0.72	1.49	2.36	6.78
	2	57.3	780	0.005	0.014	10	1.9	1.17	12.34	12.34	0.95	1.49	1.44	4.87
	3	57.3	460	0.011	0.014	10	1.7	0.91	9.1	11.82	0.77	1.49	2.11	6.29
	4	57.3	488	0.009	0.014	10	1.7	0.97	9.7	11.94	0.81	1.49	1.91	5.89

Tableau V.9. Dimensions du canal A de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	m(m/m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE EST	1	57.3	860	0.014	0.014	10	1.5	0.8	1	8.64	12.26	0.7	1.42	2.48	6.69
	2	57.3	780	0.005	0.014	10	1.8	1.08	1	11.97	13.05	0.92	1.42	1.53	4.77
	3	57.3	460	0.011	0.014	10	1.6	0.86	1	9.34	12.43	0.75	1.42	2.21	6.19
	4	57.3	488	0.009	0.014	10	1.6	0.91	1	9.93	12.57	0.79	1.42	2.02	5.79

V.2.7.2. Canal B

Tableau V.10. Dimensions du canal B de nature rectangulaire en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE CENTRE	1	101.49	540	0.007	0.014	10	2.2	1.53	15.3	13.06	1.17	2.19	1.71	6.64
	2	101.49	420	0.009	0.014	10	2.1	1.41	14.1	12.82	1.1	2.19	1.94	7.22
	3	101.49	400	0.01	0.014	10	2.1	1.36	13.6	12.72	1.07	2.19	2.05	7.47
	4	101.49	432	0.007	0.014	10	2.2	1.53	15.3	13.06	1.17	2.19	1.71	6.64

Tableau V.11. Dimensions du canal B de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	m(m/m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE CENTRE	1	101.49	540	0.007	0.014	10	2.1	1.38	1	15.7	13.9	0.13	2.04	1.87	6.48
	2	101.49	420	0.009	0.014	10	2	1.28	1	14.44	13.62	1.06	2.04	2.1	7.04
	3	101.49	400	0.01	0.014	10	1.9	1.24	1	13.94	13.51	1.03	2.04	2.2	7.29
	4	101.49	432	0.007	0.014	10	2.1	1.38	1	15.7	13.9	1.13	2.04	1.87	6.48

V.2.7.3. Canal C

Tableau V.12. Dimensions du canal C de nature rectangulaire en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE CENTRE	1	127.15	580	0.02	0.014	10	3	1.26	12.6	12.52	1	2.55	2.89	10.14
	2	244.96	300	0.017	0.014	10	2.8	2.05	20.5	14.1	1.45	3.94	2.67	11.95
	3	244.96	500	0.017	0.014	10	2.8	2.05	20.5	14.1	1.45	3.94	2.67	11.95
	4	244.96	840	0.01	0.014	10	3.2	2.46	24.6	14.92	1.65	3.94	2.03	9.97
	5	244.96	500	0.014	0.014	10	2.9	2.19	21.9	14.38	1.52	3.94	2.41	12.19
	6	244.96	256	0.012	0.014	10	3	2.3	23	14.6	1.58	3.94	2.23	10.59
	7	381.83	381	0.012	0.014	15	3	2.25	33.75	19.5	1.73	4.04	2.4	11.28

Tableau V.13. Dimensions du canal C de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	m(m/m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE CENTRE	1	127.15	580	0.02	0.014	10	2.9	1.15	1	12.82	13.25	0.97	2.34	3.1	9.88
	2	244.96	300	0.017	0.014	10	2.5	1.79	1	21.1	15.06	1.4	3.49	2.99	11.66
	3	244.96	500	0.017	0.014	10	2.5	1.79	1	21.1	15.06	1.4	3.49	2.99	11.66
	4	244.96	840	0.01	0.014	10	2.8	2.1	1	25.41	15.94	1.59	3.49	2.33	9.75
	5	244.96	500	0.014	0.014	10	2.6	1.89	1	22.47	15.35	1.46	3.49	2.73	10.9
	6	244.96	256	0.012	0.014	10	2.7	1.98	1	23.72	15.6	1.52	3.49	2.53	10.35
	7	381.83	381	0.012	0.014	15	2.7	2.03	1	34.57	20.74	1.67	3.71	2.61	11

V.2.7.4. Canal E

Tableau V.14. Dimensions du canal E de nature rectangulaire en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE CENTRE	1	454.02	580	0.009	0.014	20	2.9	2.24	44.8	24.48	1.83	3.75	2.16	10.14
	2	454.02	540	0.008	0.014	20	2.8	2.32	46.4	24.64	1.88	3.75	2.04	9.74
	3	454.02	200	0.016	0.014	20	2.6	1.86	37.2	23.72	1.57	3.75	2.86	12.2

Tableau V.15. Dimensions du canal E de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	m(m/m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE CENTRE	1	454.02	580	0.009	0.014	20	2.8	2.07	1	45.68	25.85	1.77	3.52	2.3	9.9
	2	454.02	540	0.008	0.014	20	2.7	2.15	1	47.62	26.08	1.83	3.52	2.18	9.54
	3	454.02	200	0.016	0.014	20	2.7	1.75	1	38.06	24.95	1.53	3.52	3	11.97

V.2.7.5. Canal D

Tableau V.16. Dimensions du canal D de nature rectangulaire en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE OUEST	1	72.2	660	0.013	0.014	10	1.7	1	10	12	0.83	1.75	2.3	7.21
	2	72.2	180	0.017	0.014	10	1.6	0.92	9.2	11.84	0.78	1.75	2.62	7.87
	3	72.2	380	0.017	0.014	10	1.6	0.92	9.2	11.84	0.78	1.75	2.62	7.87
	4	72.2	580	0.014	0.014	10	1.7	0.98	9.8	11.96	0.82	1.75	2.39	7.4
	5	72.2	400	0.016	0.014	10	1.7	0.94	9.4	11.88	0.79	1.75	2.55	7.73
	6	72.2	189	0.019	0.014	10	1.6	0.89	8.9	11.78	0.76	1.75	2.76	8.17

Tableau V.17. Dimensions du canal D de nature trapézoïdal en béton armé.

Canal	Tronçon	Q(m ³ /s)	L(m)	I(m/m)	n	b(m)	H(m)	Heau(m)	m(m/m)	S(m ²)	P(m)	Rh(m)	Hcr(m)	NFr	V(m/s)
CANAL PARTIE OUEST	1	72.2	660	0.013	0.014	10	1.6	0.93	1	10.16	12.63	0.8	1.65	2.43	7.05
	2	72.2	180	0.017	0.014	10	1.6	0.86	1	9.34	12.43	0.75	1.65	2.75	7.7
	3	72.2	380	0.017	0.014	10	1.6	0.86	1	9.34	12.43	0.75	1.65	2.75	7.7
	4	72.2	580	0.014	0.014	10	1.6	0.91	1	9.93	12.57	0.79	1.65	2.52	7.22
	5	72.2	400	0.016	0.014	10	1.6	0.88	1	9.57	12.49	0.77	1.65	2.68	7.57
	6	72.2	189	0.019	0.014	10	1.5	0.83	1	8.99	12.35	0.73	1.65	2.9	7.67

V.2.8. Choix de la variante du projet

Le choix d'une variante optimale, répond aux exigences technico-économiques, d'après les tableaux de dimensionnement précédents, on remarque que les hauteurs de la première variante pour les cinq chaâbats sont élevées par rapport à celles de la deuxième variante, ce qui conduit à des travaux de terrassement profonds très coûteux. Ainsi qu'elle nécessite un volume très important du béton, donc on va opter pour la deuxième variante qui consiste à la projection d'un canal trapézoïdale pour chaque chaâbat, voir leur coût qui est le moins réduit, et leurs avantages techniques à savoir un rendement hydraulique efficace, un entretien très facile.

Aussi, Les vitesses d'écoulement varient entre 6 à 11 m/s dans les différents tronçons, les tableaux ci-dessus montre un régime d'écoulement torrentiel le long des canaux, caractérisé par des vitesses élevées, pour assurer l'évacuation rapide de flux de la crue. Afin de remédier à l'excès de vitesse, on propose de faire un béton spécial dosé a 350 kg/m³ avec un adjuvant hydrofuge.

Conclusion

Afin de trouver la variante adéquate d'aménagement, qui présente des critères techniques appropriés avec l'objectif de protection dont il est question, qui serait réalisables sur le terrain sans pour autant être hors de coût. Nous avons présenté plusieurs solutions, avec leurs avantages et inconvénients. Ainsi, le choix final consiste principalement en la projection de canaux trapézoïdaux en béton, pour chaque chaâbat, et nous soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable. La variante retenue fera l'objet d'une étude détaillée, ce que nous allons voir dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI

ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU

CHAPITRE VI

ETUDE DETAILLEE DE L'AMENAGEMENT RETENU

VI.1. Introduction

Dans ce volet nous allons établir une étude de stabilité puis une évaluation quantitative et estimative de la projection du système de protection contre les inondations. A ce stade de l'étude, nous disposons d'assez de détails pour estimer les coûts.

Le but principal de ce chapitre est d'arriver au cout de mètre linéaire du projet globale avec un succès.

VI.2. Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissements potentiels, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. Parmi les méthodes les plus efficaces de l'équilibre limite c'est la méthode de Morgenstern-Price 1965.

Peut-être, c'est la méthode adéquate, elle est précise, mais demande une certaine pratique pour donner la bonne fonction $f(x)$. (Source : <https://cours-examens.org>).

V.2.1. Les méthodes de l'équilibre limite

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite ; c'est un calcul à la rupture où on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Les variables utilisées pour cette analyse sont les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et la géométrie de la pente. Le rendement d'une analyse traditionnelle de stabilité est une simple valeur déterministe qui évalue si la pente est stable ou non. Le rendement peut être exprimé en tant que coefficient de sécurité.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul du coefficient de sécurité

« F » et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Selon la forme de la surface de rupture plusieurs méthodes ont été développées.

Parmi les types de rupture, on choisit la formule appropriée :

- **Rupture plane** : Méthode de Stabilité des pentes finies de Culmann 1886, Stabilité des pentes infinies 1910 ...
- **Rupture circulaire** : on trouve deux types, les méthodes globales comme de Taylor 1937 et Caquot..., et des méthodes des tranches comme de Fellenius 1927 et celle de Bishop 1954 et de Bishop-Morgenstern 1960 ...
- **Rupture quelconque** : Méthode de Raulin, Rouques et Toubol (Méthode des perturbations, 1974).

V.2.2. La méthode de Morgenstern-Price 1965

La méthode de Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan \theta_i = \frac{X}{E} = \lambda \cdot F(X_i) \quad (\text{VI.1})$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant :

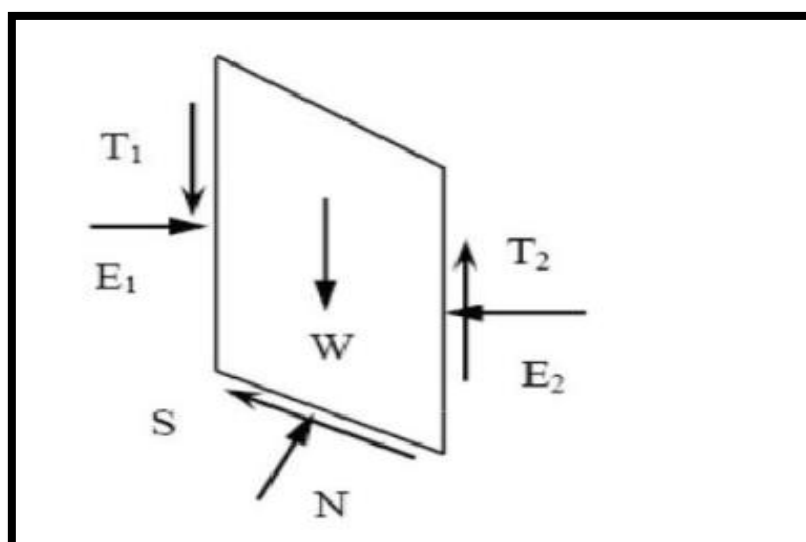


Figure VI.1. Représentation graphique des forces sur une tranche par la méthode de Morgenstern-Price 1965

Avec :

θ : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre, le long de la surface de glissement ;

λ : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité ; $f(x)$: une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement ;

X : une distance varie le long de la surface de glissement ;

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode rigoureuse de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, Ff est égal à Fm dans les équations suivantes :

$$Ff = \frac{\sum[C'.l+(N-l)\tan\phi'] \cdot \sin\alpha}{\sum[W-(T_2-T_1)]\tan\alpha+\sum(E_2-E_1)} \quad (\text{VI.2})$$

$$Fm = \frac{\sum[C'.l+(N-u.l)\tan\phi']}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad (\text{VI.3})$$

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En 1977, Fredlund et Krahnont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyses, que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

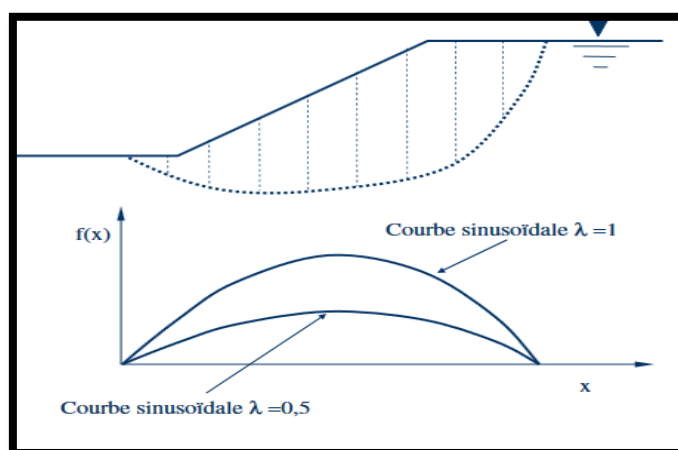


Figure VI.2. Représentation graphique des fonctions sinusoidales de la méthode de Morgenstern-Price 1965.

VI.2.3. Modélisation numérique de la méthode de Morgenstern-Price 1965

Après un bref aperçu sur les méthodes de l'équilibre limite et la méthode de Morgenstern-Price 1965 et leur intégration pour l'analyse de la stabilité des pentes, une modélisation numérique vient achever notre travail. Cette dernière a été élaborée pour différentes cas par un logiciel puissant dans le domaine géotechnique et géo-environnement, c'est le logiciel GeoStudio 2018.

Des cas de pentes ont été traités dans des conditions de la saturation partielle et des comparaisons vis-à-vis du coefficient de sécurité ont été faites.

VI.2.3.1. Présentation du logiciel GEO-SLOPE

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pentes constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit modules distincts, les deux modules essentiels pour notre cas sont :

- **SLOPE/W** pour le calcul des coefficients de sécurité d'une pente en utilisant les Méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ...);
- **SEEP/W** pour calculer, analyser et évaluer, grâce à un modèle par élément finis, les pressions interstitielles d'eau.

VI.2.3.2. Application

Dans notre travail, plusieurs cas de calcul ont été considérés :

- ✓ **Premier cas** : Aménagement vide (fin de construction), avec une nappe statique et sans le phénomène de séisme.
- ✓ **Deuxième cas** : Aménagement vide (fin de construction), avec le phénomène de séisme et avec une nappe statique.
- ✓ **Troisième cas** : Aménagement rempli d'eau (cas de vidange rapide), avec l'effet de la nappe et sans le phénomène de séisme.
- ✓ **Quatrième cas** : Aménagement rempli d'eau (cas de vidange rapide), avec l'effet de la nappe et avec le phénomène de séisme.

VI.2.3.3. Les entrés

Les données nécessaires pour faire la simulation dans le logiciel sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Les caractéristiques géotechniques du sol. (Entreprise Des Etudes Techniques Et Géotechniques)

	Paramètre	Unité	Valeur
Les caractéristiques Géotechniques du Sol.	Poids volumique	KN/M ³	19.85
	Cohésion	MPa	0.042
	Angle de frottement	Degré	25.00

VI.2.3.4. Démarche de simulation

Pour faire une simulation par le logiciel GeoStudio 2018, on doit suivre les étapes suivantes :

- Par l'outil Nouveau projet, on produit un nouveau projet, et on choisit le type des équations d'équilibre limite de modèle Analyse SLOPE/W.
- Une fenêtre Entrer les Analyses à apparaître, par laquelle on ajoute le nom et la description de notre projet et on choisit la formule utilisée est celle de Morgenstern-Price 1965, et on détermine le type de fonction latérale et les conditions de pression interstitielle s'il y a lieu et on détermine la direction de mouvement par l'option Surface de glissement, si elle est de gauche à droite ou elle est de droite à gauche.
- Par l'outil Tracer des régions, on trace notre profil en travers de l'oued et les couches existantes.
- Par l'outil Entrer les matériaux, on insère les matériaux qui sont dans notre profil en travers et on choisit le modèle de matériau ' Mohr-Coulomb' et on introduit les caractéristiques géotechniques du Sol qui sont en tableaux précédents.
- S'il on peut étudier l'effet du séisme, c'est par l'option Entrer charge sismique, on introduit les coefficients Horizontaux et Verticaux de la charge sismique.
- Par l'option Entrée et Sortie d'Entrer la Surface de glissement, on détermine les intervalles de points d'entrée et de sortie de la surface de glissement.

- Il reste seulement d'enregistrer le projet et en lancer la simulation par l'option Démarrer de l'outil Gestionnaire de résolution.
- On répète ce scénario pour tous les canaux projetés et pour tous les cas étudiés et pour les deux rives gauches et droite.

VI.2.3.5. Résultats de simulation

Les résultats de la simulation sont en format des figures contiennent les valeurs des coefficients de sécurité par la méthode de Morgenstern-Price 1965 et des chiffres représentent les coordonnées de centre des cercles et les valeurs des rayons de ces cercles.

Les coefficients de sécurité des différents cas étudiés et les valeurs des rayons critiques sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2. Les coefficients de sécurité pour la rive droite de la variante retenue.

Les canaux projetés	Coefficients de sécurité			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
A	10.082	4.022	18.732	4.604
B	9.186	3.837	17.041	4.432
C	6.987	3.308	12.98	3.957
E	8.204	3.086	14.689	3.346
D	11.984	4.384	22.227	4.921

Tableau VI.3. Les coefficients de sécurité pour la rive gauche de la variante retenue.

Les canaux projetés	Coefficients de sécurité			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
A	10.082	4.022	18.732	4.604
B	9.186	3.837	17.041	4.432
C	6.987	3.308	12.98	3.957
E	8.204	3.086	14.689	3.346
D	11.984	4.384	22.227	4.921

Tableau VI.4. Les valeurs des rayons critiques pour la rive droite de la variante retenue.

Les canaux projetés	Rayon critique (m)			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
A	8.318	8.318	8.318	8.318
B	8.434	8.434	8.434	8.434
C	8.942	8.942	8.942	8.942
E	16.241	16.241	16.241	16.241
D	8.14	8.14	8.14	8.14

Tableau VI.5. Les valeurs des rayons critiques pour la rive gauche de la variante retenue.

Les canaux projetés	Rayon critique (m)			
	Sans l'eau		Avec l'eau	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
A	8.318	8.318	8.318	8.318
B	8.434	8.434	8.434	8.434
C	8.942	8.942	8.942	8.942
E	16.241	16.241	16.241	16.241
D	8.14	8.14	8.14	8.14

Pour le cas le plus défavorable : en présence de l'eau et du séisme, on insère les figures produites par le logiciel GeoStudio 2018 comme suit :

- Canal A

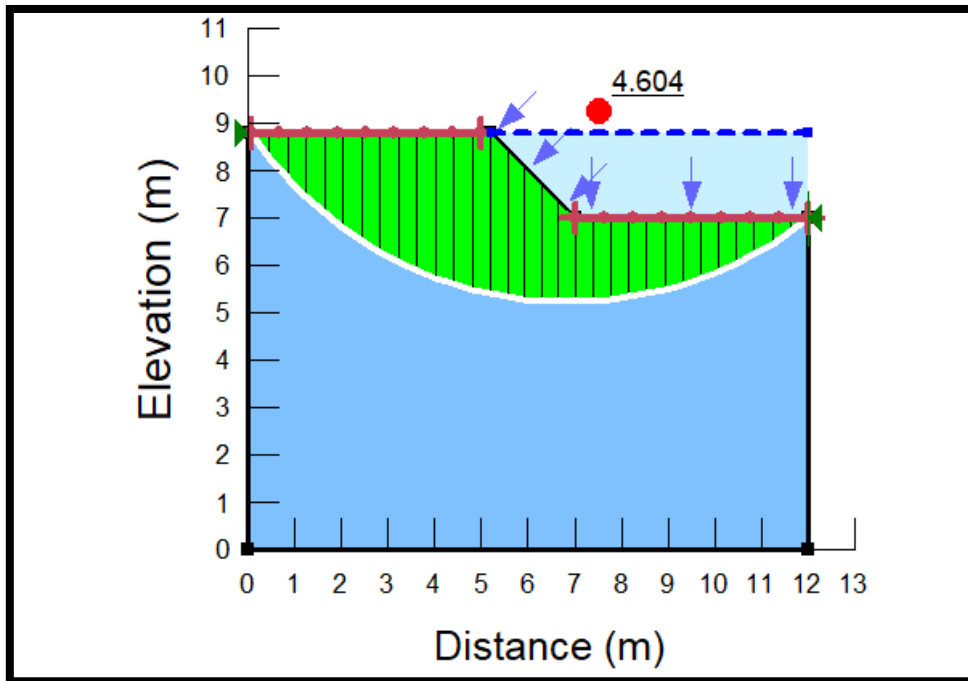


Figure VI.3. Simulation de la rive gauche de Canal A par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.

- Canal B

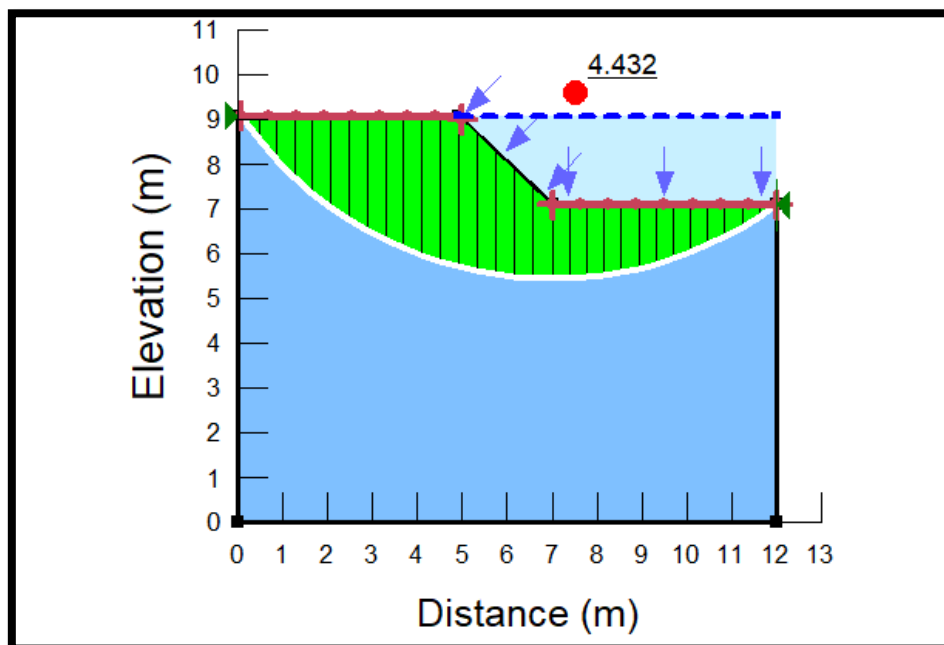


Figure VI.4. Simulation de la rive gauche de Canal B par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.

- Canal C

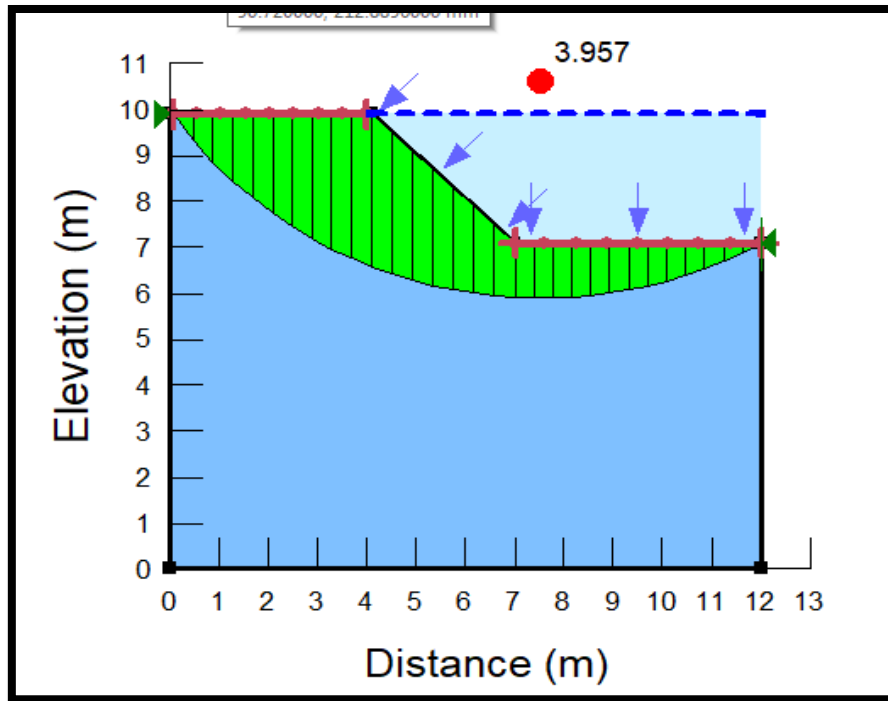


Figure VI.5. Simulation de la rive gauche de Canal C par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.

- Canal E

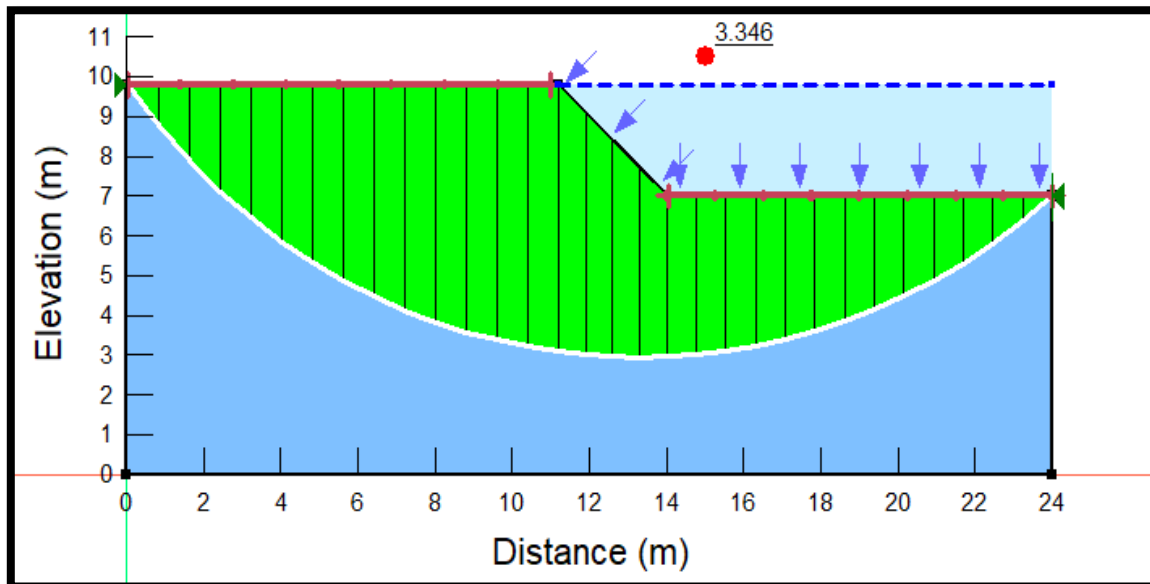


Figure VI.6. Simulation de la rive gauche de Canal E par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.

- Canal D

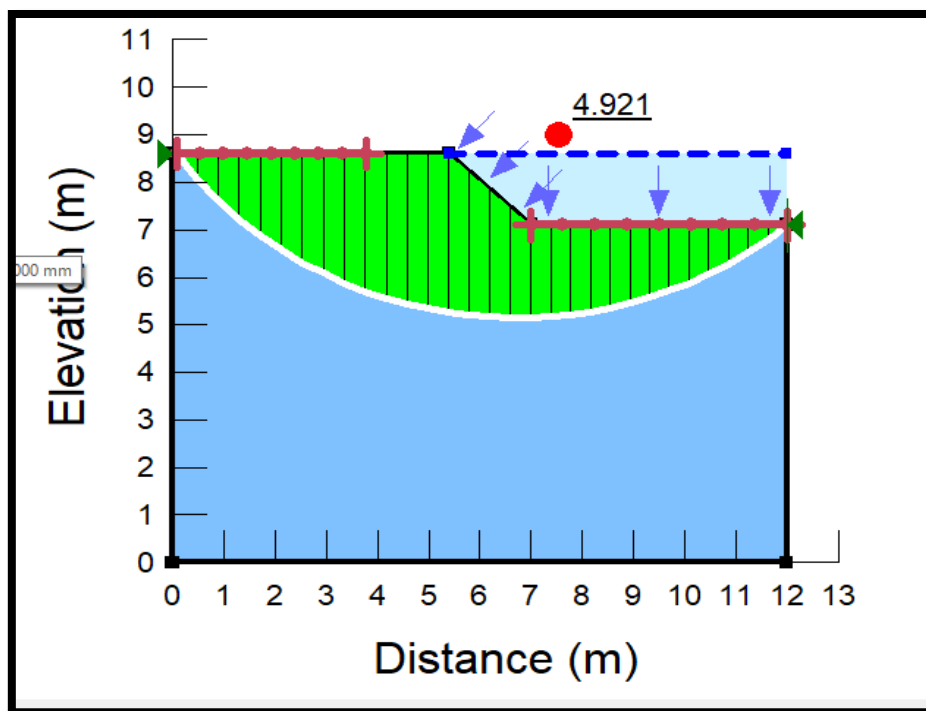


Figure VI.7. Simulation de la rive gauche de Canal D par le modèle SLOPE/W de GeoStudio 2018.

Discussion et interprétation

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau VI.6. Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.10

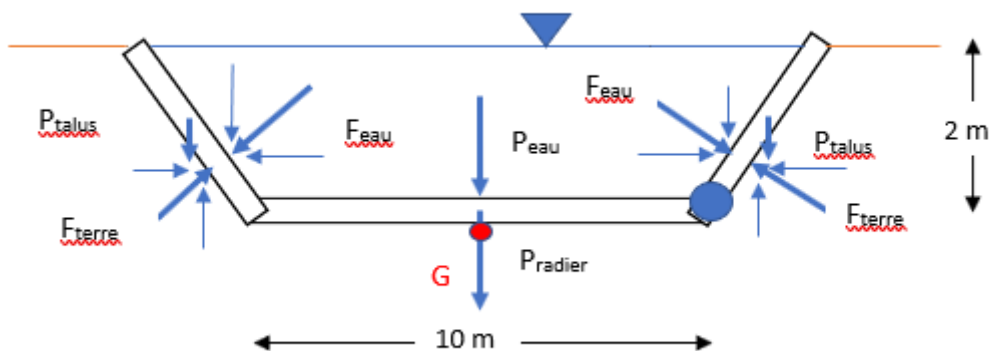
D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est nettement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les rives droites et gauches de notre variante retenue.

VI.2.4. Application d'une étude de stabilité d'un canal trapézoïdale

Le calcul de stabilité des canaux prend en compte 3 modes de rupture de l'ouvrage :

- ✓ Renversement ;
- ✓ Glissement ;
- ✓ Poinçonnement.

Le raisonnement se fait sur une tranche de 1 mètre linéaire d'un canal de 10 m de largeur et de 2 m d'hauteur



On prend :

$$\gamma_{\text{terre}} = 1.9 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{béton}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{eau}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Tout d'abord, on va calculer les forces agissant sur le canal

$$P_{\text{eau}} = 1 \times \frac{10 + 14}{2} \times 2 \times 1 \text{ ml} = 24 \text{ t}$$

$$P_{\text{radier}} = 2.4 \times 10 \times 0.05 \times 1 \text{ ml} = 1.2 \text{ t}$$

$$P_{\text{talus}} = 2.4 \times 2\sqrt{2} \times 0.05 \times 1 \text{ ml} = 0.34 \text{ t}$$

$$F_{\text{eau}} = 1 \times 2\sqrt{2} \times \sqrt{2} \times 1 \text{ ml} = 4 \text{ t}$$

$$F_{\text{terre}} = 1.9 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30^\circ}{2}\right) \times 2\sqrt{2} \times \sqrt{2} \times 1 \text{ ml} = 2.53 \text{ t}$$

a) Stabilité au renversement

Cette vérification se fait par rapport à l'un des deux axes de rotation du canal (on choisit l'axe droite). On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisantes.

$$\frac{\sum M_{/Fs}}{\sum M_{/Fd}} > \beta \quad (\beta = 2)$$

Avec :

$$\sum M_{/Fs} = (P_{eau} + P_{radier}) \times 5 + F_{terre} \times \frac{2\sqrt{2}}{3} + P_{talus} \times 11 + F_{eau} \times \left(\frac{2\sqrt{2}}{3} + 5\sqrt{2}\right)$$

$$\sum M_{/Fd} = P_{talus} \times 1 + F_{eau} \times \frac{2\sqrt{2}}{3} + F_{terre} \times \left(\frac{2\sqrt{2}}{3} + 5\sqrt{2}\right)$$

Ce qui donne :

$$\sum M_{/Fs} = 164.18 \text{ t.m}$$

$$\sum M_{/Fd} = 24.39 \text{ t.m}$$

Alors :

$$\frac{\sum M_{/Fs}}{\sum M_{/Fd}} = 6.73 > 2$$

Donc, la stabilité au renversement est assurée.

b) Stabilité au glissement

Pour assurer la stabilité au glissement, il faut que le rapport des forces horizontales et les forces verticales soit supérieure ou égal au coefficient de sécurité.

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f \quad (0.2 \leq f \leq 0.4)$$

Avec :

$$\sum F_H = 0 \text{ (A cause de la symétrie des forces horizontales)}$$

$$\sum F_V = P_{eau} + P_{radier} + 2P_{talus} + 2F_{eau} \cdot \sin 45^\circ + 2F_{terre} \cdot \sin 45^\circ$$

Alors :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0 < f$$

Donc, la stabilité au glissement est assurée.

c) Stabilité au poinçonnement

Il s'agit de vérifier que la contrainte maximale transmise à la fondation est admissible (inférieure à $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{bh} \mp \frac{M}{I_{xx}} \times \frac{h}{2}$$

Avec :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \text{ (Rectangle)}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{bh} - \frac{6M}{bh^2} \end{cases}$$

Avec :

N : Somme des forces verticale

M : moments des forces qui s'exercent sur le mur au point G

A.N :

$$N = \sum F_V = P_{eau} + P_{radier} + 2P_{talus} + 2F_{eau} \cdot \sin 45^\circ + 2F_{terre} \cdot \sin 45^\circ = 35.11 \text{ t}$$

$$M = (P_{eau} + P_{radier}) \times 0 = 0 \quad (\text{Les autres forces sont symétriques})$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0.35 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 0.35 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = 0.35 \text{ bars} < 2 \text{ bars}$$

Donc, la stabilité au poinçonnement est assurée.

VI.3. Les différents ouvrages et travaux effectués dans le projet

Dans cette partie de travail, on détermine et explique les différents travaux et ouvrages qu'on peut projeter dans la protection de Sour el Ghozlane contre les inondations.

Le tableau suivant fait un rappel sur le processus de l'aménagement retenu.

Tableau VI.7. Le processus de l'aménagement retenu.

	Oued	Longueur (m)	Variante d'aménagement
Partie Est	Canal A	2588	Canal trapézoïdale en béton armé.
Partie Centre	Canal B	1792	
	Canal C	3357	
	Canal E	1320	
Partie Oeust	Canal D	2389	
	Total	11446	

VI.3.1. Description des travaux

Les travaux effectués pour la réalisation de ce projet d'aménagement sont :

VI.3.1.1. Travaux de terrassement

- **Déblai** : Les terres, les décombres qu'on retire d'un endroit quand on fait un Déblayement.
- **Remblai** : Terres rapportées et battues, gravois rapportés, soit pour faire des levées, soit pour aplanir quelque terrain, soit pour combler une cavité.
- **Blindage** : Lors de l'ouverture d'une tranchée, le **blindage** consiste à étayer les parois afin d'éviter un écroulement de celles-ci. Différents critères rentrent en compte sur la nécessité de blinder une fouille : Profondeur, nature du sol, vibrations voisines, conditions hydrologiques, ... Dans tous les cas, et dans le cadre de travaux de terrassement en profondeur pour la pose de canalisations, le blindage assure la sécurité des ouvriers (poseurs de canalisation notamment) contre l'ensevelissement ou l'enfouissement. Il est légalement obligatoire de "blinder" une tranchée à partir du moment où elle atteint une profondeur supérieure ou égale à un mètre trente de profondeur ; néanmoins, les canalisateurs doivent être conscients du risque

d'ensevelissement à des profondeurs moindres dans la mesure où ils sont susceptibles de travailler accroupis.

- **Etai** : Dans la construction, l'étais est une pièce de charpente en bois et/ou en métal destinée à soutenir provisoirement un édifice ou une formation en matériau naturel. L'étalement indique l'action qui consiste à poser une telle pièce ou installer des éléments de soutien ou de renfort qui s'y apparentent.
- **Epuisement**
- **Arrosage** : Action de conduire, de diriger de l'eau sur les terres, pour les humecter et faciliter le damage et le compactage des remblais.
- **Damage.**
- **Transport des terres excédentaires.**

VI.3.1.2. Construction en béton armé

On utilise deux types de béton tels que :

- Béton armé.
- Béton de propreté.

VI.3.2. Détermination des différents volumes

Dans cette section, on cite les méthodes et les formules utilisées pour déterminer les différents volumes du projet.

VI.3.2.1. Volume des déblais des tranchés

Le volume de déblai est donné directement par le logiciel COVADIS (version 13), pour chaque tronçon compris entre deux sections transversales.

VI.3.2.2. Volumes des remblais des tranchés

Le volume de remblai pour chaque tronçon est obtenu avec la même méthode.

VI.3.2.3. Volume du lit de propreté

$$V_{bp} = d_{dp} * L * b_{radier} \quad (VI.4)$$

Avec :

V_{bp} : Volume du béton de propreté (m^3) ;

d_{bp} : épaisseur de la couche de béton de propreté (= 10 cm) ;

b_{radier} : Largeur de radier (m) ;

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.2.4. Volume du béton armé

$$V_{B.A} = d_{B.A} * l * (P_{exte} + P_{inte})/2 \quad (VI.5)$$

Avec :

$V_{B.A}$: Volume de béton armé (m^3) ;

$d_{B.A}$: Épaisseur de la couche de béton armé (= 20 cm) ;

l : Longueur de tranchée (m) ;

P_{exte} : Périmètre extérieur du canal trapézoïdal (m) ;

P_{inte} : Périmètre intérieur du canal trapézoïdal (m).

VI.4. Calcul de devis quantitatif & estimatif

Le devis quantitatif & estimatif est le document par lequel il est possible d'estimer le coût des travaux pour la réalisation d'un ouvrage de construction (ou une partie de celui-ci) ou des coûts pour son entretien futur. On calcul ce devis pour les différents canaux du projet.

VI.4.1. Devis quantitatif & estimatif du CANAL A

Le tableau suivant représente le devis quantitatif & estimatif du CANAL A

Tableau VI.8. Devis quantitatif & estimatif du CANAL A

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
1.01	1. TERRASSEMENTS - Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégageant, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M ³	78121.372	1 300	101 557 784
	1.02 - Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M ³	3835.195	2 000	7 670 390
	1.03 - Transport des terres : Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M ³	74286.177	800	59 428 942
2.01	II. CONSTRUCTION EN BETON ARME - Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	M ³	2588	25 000	64 700 000
	2.02 - Béton armé : Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	M ³	7756	45 000	310 245 903

VI.4.2. Devis quantitatif & estimatif du CANAL B

Le tableau suivant représente le devis quantitatif & estimatif du CANAL B

Tableau VI.9. Devis quantitatif & estimatif du CANAL B

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
	1. TERRASSEMENTS				
1.01	- Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M³	48028.855	1 300	62 437 512
1.02	- Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M³	5232.896	2 000	10 465 792
1.03	- Transport des terres : Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M³	42795.959	800	34 236 768
	II. CONSTRUCTION EN BETON ARME				
2.01	- Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	M³	1792	25 000	44 800 000
2.02	- Béton armé : Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	M³	5781	45 000	231 239 384

VI.4.3. Devis quantitatif & estimatif du CANAL C

Le tableau suivant représente le devis quantitatif & estimatif du CANAL C

Tableau VI.10. Devis quantitatif & estimatif du CANAL C.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
1.01	1. TERRASSEMENTS - Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M ³	111139.719	1 300	144 481 635
	1.02 - Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M ³	10591.341	2 000	21 182 682
	1.03 - Transport des terres : Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M ³	100548.378	800	80 438 703
2.01	II. CONSTRUCTION EN BETON ARME - Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	M ³	3548	25 000	88 687 500
	2.02 - Béton armé : Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	M ³	12474	45 000	498 947 995

VI.4.4. Devis quantitatif & estimatif du CANAL E

Le tableau suivant représente le devis quantitatif & estimatif du CANAL E

Tableau VI.11. Devis quantitatif & estimatif du CANAL E.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
1.01	1. TERRASSEMENTS - Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M ³	81574.698	1 300	106 047 108
	1.02 - Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M ³	3272.231	2 000	6 544 462
	1.03 - Transport des terres : Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M ³	78302.467	800	62 641 974
2.01	II. CONSTRUCTION EN BETON ARME - Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	M ³	2640	25 000	66 000 000
	2.02 - Béton armé : Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	M ³	7430	45 000	297 199 324

VI.4.5. Devis quantitatif & estimatif du CANAL D

Le tableau suivant représente le devis quantitatif & estimatif du CANAL D

Tableau VI.12. Devis quantitatif & estimatif du CANAL D

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U.	QUANT.	P.U	P.T
	1. TERRASSEMENTS				
1.01	- Déblais : Déblais en grande masse à toutes profondeurs, de toutes natures, y compris toutes manutentions par moyens mécaniques ou manuels, la mise en œuvre dégagement, étais, blindage, épuisement et toutes sujétions éventuelles.	M³	135328.317	1 300	175 926 813
1.02	- Remblais : Mise en remblais en terre tout venant des fouilles exécution par couche de 0.20 m d'épaisseur arrosées et damées, y compris réglage de nivellement suivant côte des plans.	M³	1143.498	2 000	2 286 996
1.03	- Transport des terres : Transport à la décharge publique des terres provenant de déblais, y compris tous frais de dépôt à la décharge, le chargement sur véhicule et le déchargement et toutes sujétions inhérentes à la décharge publique.	M³	134184.819	800	107 347 856
	II. CONSTRUCTION EN BETON ARME				
2.01	- Béton de propreté : Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ de ciment C.P.J, d'épaisseur 10 cm tiré à la règle et mis sous le radier du canal de l'ouvrage.	M³	2389	25 000	59 725 000
2.02	- Béton armé : Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ de ciment C.P.J, mise en œuvre pour radier, parois de l'ouvrage, y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions éventuelles.	M³	7113	45 000	284 500 271

Le devis quantitatif et estimatif est récapitulé en détail dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Résultats du devis quantitatif & estimatif du projet

Partie	Canal	Montant HT (DA)	TVA 19% (DA)	Total TTC (DA)
Est	A	543 603 019	103 284 574	646 887 593
Centre	B	383 179 455	72 804 097	455 983 552
	C	833 738 514	158 410 318	992 148 832
	E	538 432 867	102 302 245	640 735 112
Ouest	D	629 786 934	119 659 518	749 446 452
Projet Global		2 928 740 789	556 460 752	3 485 201 541

Donc le devis quantitatif et estimatif du projet global est de : **3 485 201 541 DA**, en lettres est :

Trois milliards quatre cent quatre-vingt-cinq millions deux cent un mille cinq cent quarante et un dinars algériens.

VI.5. Calcul le cout du mètre linéaire du projet

Le cout du mètre linéaire d'un projet est un facteur très important dans les études des projets, il permet de donner une idée générale sur le projet et de comparer les variantes proposées entre eux. Le cout du mètre linéaire d'un projet est donné par la division du cout total du projet par la longueur du ce projet.

Les résultats de calcul de cout du mètre linéaire du projet sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14. Résultats du cout de mètre linéaire du projet.

Partie	Canal	Total TTC (DA)	Longueur (m)	CML (DA)
Est	A	646 887 593	2588	249 957
Centre	B	455 983 552	1792	254 456
	C	992 148 832	3357	295 547
	E	640 735 112	1320	485 406
Ouest	D	749 446 452	2389	313 708
Projet Global		3 485 201 541	11446	304 491

Donc le mètre linéaire du projet global est estimé par **304 491 DA**, en lettres est :

Trois cent quatre mille quatre cent quatre-vingt-onze dinars algériens.

Conclusion

Le but ultime de ce chapitre est atteint, la stabilité de notre ouvrage est vérifiée par la pertinente formule anglaise Morgenstern-Price 1965, simulé par le module SLOPE/W du logiciel GeoStudio. Un détail sur les travaux effectués a conduit de calculer le devis quantitative et estimative du projet, qui est égale à **3 485 201 541 DA**, ce devis nous permettre d'estimer le cout du mètre linéaire du projet global qui est **304 491 DA**.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1. Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.2. Organisation de chantier

VII.2.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

- **Le maître de l'ouvrage :** C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre, et assure le financement.
- **Le maître d'œuvre :** C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, et assure le contrôle lors d'exécution.
- **L'entreprise :** C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux.
- **L'entrepreneur :** C'est une personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux.

VII.2.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.2.2.1. Installations destinées au personnel

En général, sont :

- ✓ **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- ✓ **Les réfectoires :** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Gardemanger et chauffe gamelles installées dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- ✓ **Les installations sanitaires :** Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- ✓ **Poste de secours :** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- ✓ **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.2.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars...).

VII.2.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.2.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2.3. Moyens du chantier

VII.2.3.1. Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.2.3.2. Moyens matériels du chantier

On distingue le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage.

➤ Le matériel de terrassement

- Compacteurs à pneus

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».



Figure VII.1. Compacteur à pneus. (Source : <http://www.wbestroadmachine.fr>)

- **Compacteur**

Pour le compactage des sols fins, on utilise les compacteurs à rouleaux et on utilise les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.



Figure VII.2. Compacteur à rouleaux (Source : <https://www.simplex.ca>)

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII.3. Décapeuse automotrice (Source : <https://www.cableprice.co.nz>)

- **Pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est dues à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VII.4. Pelle hydraulique (Source : <https://www.i.auto-bild.de>)

- **Camions de chantier**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du site ou à un relief très marqué.

Généralement, sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



Figure VII.5. Camion de chantier (Source : <https://images.caradisiac.com>)

- **Chargeur à pneu ou à chenilles**

Ce sont des tracteurs sur lesquelles on monte à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet.



Figure VII.6. Chargeur pneumatique (Source : <https://www.batiactu.com>).

- **Le bulldozer**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus, dont le rôle est défrichage, déplier les obstacles, nettoyage de l'oued, comblai les trous et de tresser les talus.



Figure VII.7. Bulldozer (Source : <https://upload.wikimedia.org>).

➤ **Le matériel de bétonnage**

On utilise le plus souvent des bétonnières, ce sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment, sable, gravier, eau) nécessaire pour la construction des ouvrages en béton.



Figure VII.8. Camion à bétonnière (Source : <https://besthqwallpapers.com>)

VII.3. Planification

VII.3.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail
- ✓ Observations instantanées
- ✓ Analyse des tâches
- ✓ Chronométrage
- ✓ Définition des objectifs et des attributions
- ✓ Simplification des méthodes
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

- **Collection des informations** : Ces informations concernant les plans d'architecture de la structure, le cahier de charge, la norme de travail, le rendement des engins et les prix des matériaux de constructions.
- **Décomposition de projet en tâches** : Dans cette étape le projet sera décomposé en opérations.
- **Prévoir la relation entre les opérations** : Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.3.3. Les techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification :

VII.3.3.1. Méthodes basées sur le réseau

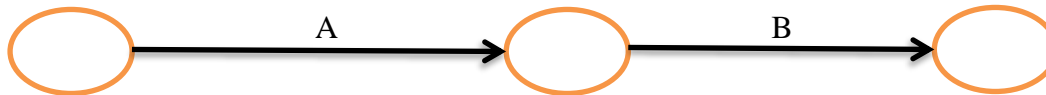
➤ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes.

On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches**

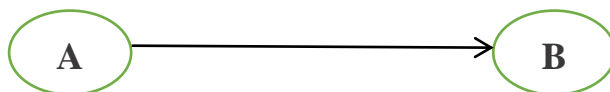
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds



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

- **Réseau à nœuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

➤ **Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches**

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

- **Détermination des tâches précédentes et succédantes**

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

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

➤ **Différentes méthodes basées sur le réseau**

Nous citons dans cette étude deux méthodes à savoir : la méthode C.P.M (Critical Path Method) et la méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical).

- **Méthode du chemin critique (Critical Path Method : CPM)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- ✓ **1ère phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- ✓ **2ème phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.
- ✓ **3ème phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Dans le cas des opérations qui se suivent, il est préférable d'opter pour la méthode C.P.M.

- **Méthode P.E.R.T (Méthode américaine-Program Evaluation and Review Technical)**

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.3.3.2. Méthodes basées sur le graphique

Il existe :

- ✓ Méthode linéaire (ligne of balance technic)
- ✓ Méthode à barres

VII.3.4. Les paramètres de la méthode C.P.M

Le calcul se fait en aller et en retour. Pour le calcul d'un réseau à nœuds, le calcul se fait à l'aide d'une grille.

La grille est comme suit :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

VII.3.5. Les principales lois de la méthode C.P.M

$$\text{Pour calcul allé on a } \begin{cases} \mathbf{DFP}_i = \mathbf{DCP}_i + \mathbf{TR}. \\ \mathbf{DFP}_j = \mathbf{DCP}_i. \end{cases} \quad (\text{VII.1})$$

$$\text{Pour la dernière cellule on procède ainsi } \begin{cases} \mathbf{DCPP} = \mathbf{DCP}. \\ \mathbf{DFPP} = \mathbf{DFP}. \end{cases} \quad (\text{VII.2})$$

Ensuite :

$$\text{Pour calcul retour on a } \begin{cases} \mathbf{DCPP}_j = \mathbf{DFPP}_i. \\ \mathbf{DCPP}_i = \mathbf{DFPP}_j - \mathbf{TR}. \end{cases} \quad (\text{VII.3})$$

La marge totale :

$$\begin{aligned} \mathbf{MT} &= \mathbf{DFPP} - \mathbf{DFP}. \\ \mathbf{MT} &= \mathbf{DCPP} - \mathbf{DCP}. \end{aligned} \quad (\text{VII.4})$$

La marge totale d'une opération est toujours positive et c'est elle est nulle, on l'appelle la tache critique.

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin le plus long qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

On peut avoir deux, ou plusieurs chemins critiques dans un réseau.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = \mathbf{0}. \\ \sum \mathbf{T}_{\mathbf{C.C}} = \mathbf{D.T.P.} \end{cases} \quad (\text{VII.5})$$

Dans la méthode P.E.R.T, on utilise des formes géométriques comme le carré et le triangle.

➤ **La méthode de tableau**

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de DTP et la définition du chemin et des taches critiques.

➤ **Plannings des travaux**

La méthode basée sur le graphique a pour objectif de donner le diagramme de GANTT appelé couramment le planning des travaux, C'est la méthode des barres.

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois...). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

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

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt** : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.
- **Plan de travail au plus tard** : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).
- **Plan de travail intermédiaire** : Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3.6. La partie pratique

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

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

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

➤ Attribution des durées pour les tâches

Tableau VII.1. Liste des opérations avec leurs durées.

Etape	Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Début.	Installation du chantier	A	15
Partie 1 du canal C.	Travaux de terrassement	B	65
	Compactage	C	20
	Lit de béton de propreté	D	20
	Bétonnage	E	35
Canal B.	Travaux de terrassement	F	75
	Compactage	G	30
	Lit de béton de propreté	H	25
	Bétonnage	I	40
Partie 2 du canal C.	Travaux de terrassement	J	95
	Compactage	K	40
	Lit de béton de propreté	L	35
	Bétonnage	M	50
Canal D.	Travaux de terrassement	N	160
	Compactage	O	65
	Lit de béton de propreté	P	40
	Bétonnage	Q	55
Canal E.	Travaux de terrassement	R	90
	Compactage	S	20
	Lit de béton de propreté	T	20
	Bétonnage	U	35
Canal A.	Travaux de terrassement	V	85
	Compactage	W	25
	Lit de béton de propreté	X	50
	Bétonnage	Y	60
Fin.	Finition et déménagement du chantier	Z	30

➤ La décomposition de projet en opérations

Tableau VII.2. La décomposition de projet en opérations.

Opérations	Tr	Précède	Succède
A	15	B,F,N	---
B	65	C	A
C	20	D	B
D	20	E	C
E	35	J	D
F	75	G	A
G	30	H	F
H	25	I	G
I	40	J	H
J	95	K	E,I
K	40	L	J
L	35	M	K
M	50	R	L
N	160	O	A
O	65	P	N
P	40	Q	O
Q	55	V	P
R	90	S	Y,M
S	20	T	R
T	20	U	S
U	35	Z	T
V	85	W	Q
W	25	X	V
X	50	Y	W
Y	60	R	X
Z	30	---	U

VII.2.6.1. La Méthode PERT

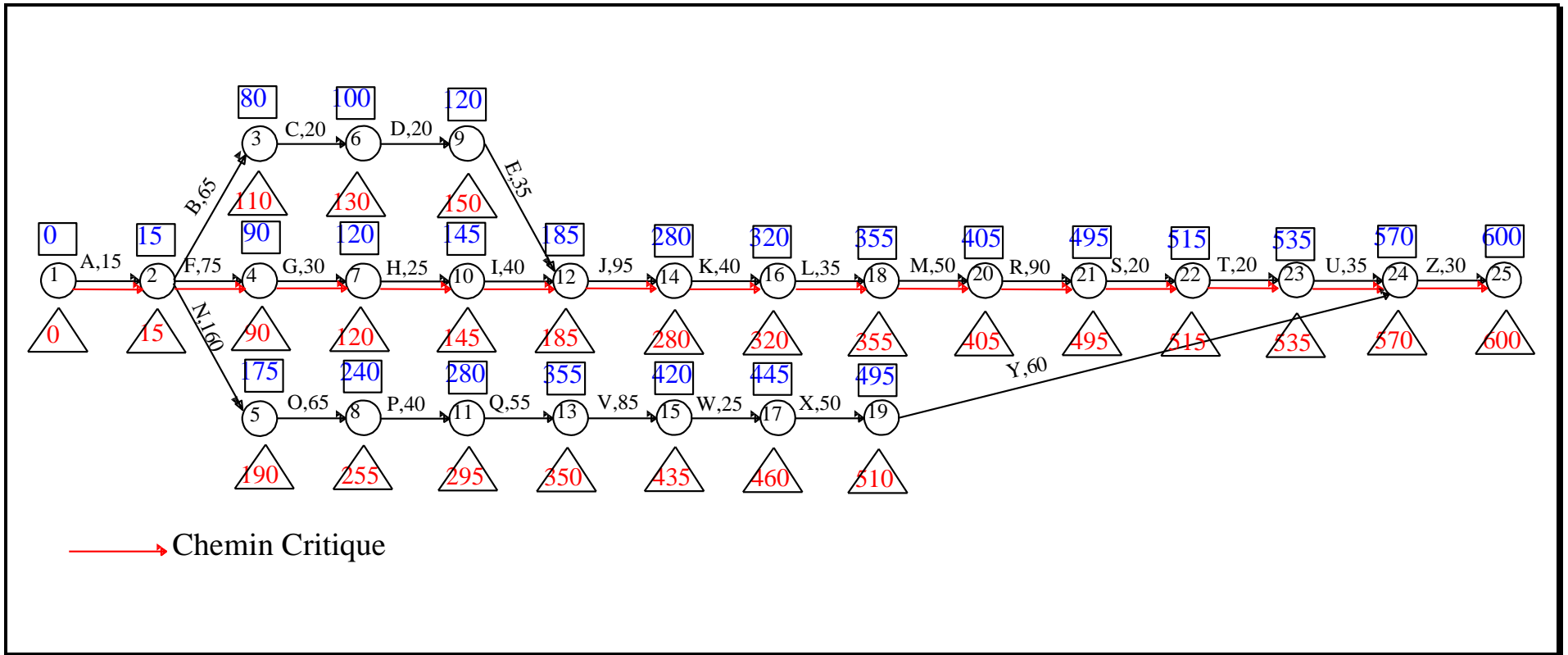


Figure VII.9. Réseau a flèches de projet de protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations

VII.2.6.2. La Méthode des Potentiels

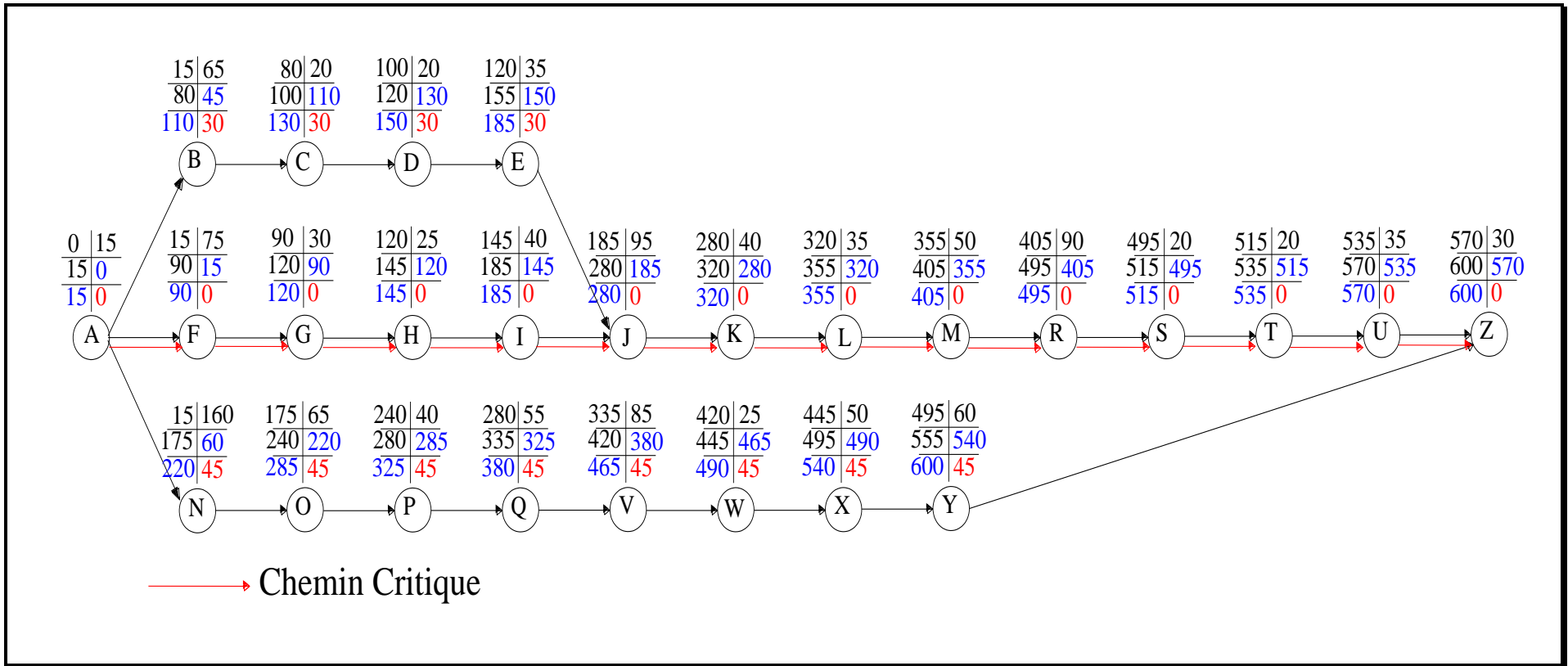


Figure VII.10. Réseau a nœuds de projet de protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations

VII.2.6.3. Le planning

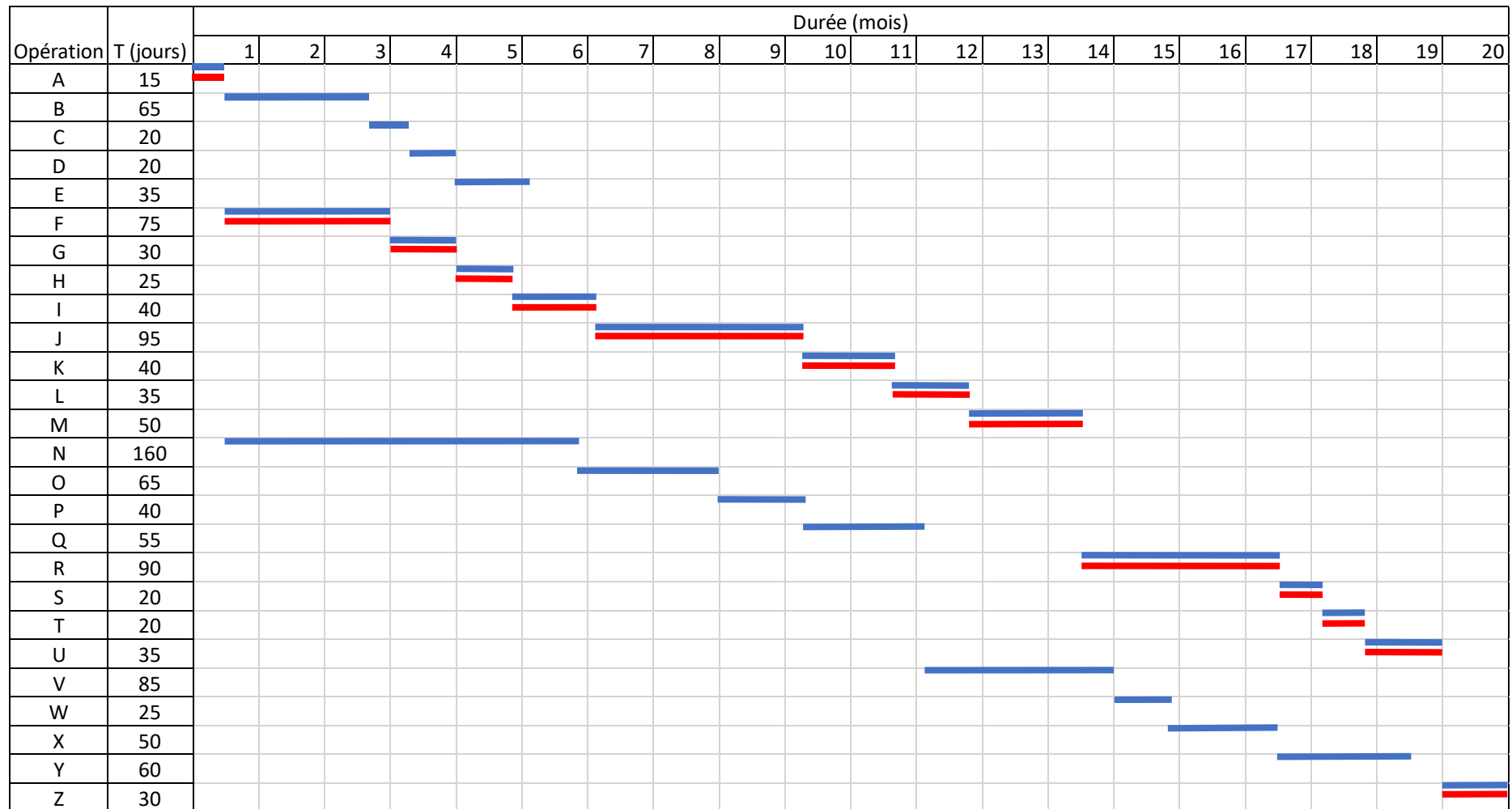


Figure VII.11. Diagramme de GANTT de projet de la protection de la ville de Sour el Ghozlane contre les inondations

VII.3.6.4. La Méthode de Tableau

Le tableau suivant représente les résultats de la méthode de Tableau

Tableau VII.3. La Méthode de Tableau.

Opérations	Tr	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1 – 2	15	0	15	15	15	0
2 – 3	65	15	80	45	110	30
2 – 4	75	15	90	15	90	0
2 – 5	160	15	175	30	190	15
3 – 6	20	80	100	110	130	30
4 – 7	30	90	120	90	120	0
5 – 8	65	175	240	190	255	15
6 – 9	20	100	120	130	150	30
7 – 10	25	120	145	120	145	0
8 – 11	40	240	280	255	295	15
9 – 12	35	120	155	150	185	30
10 – 12	40	145	185	145	185	0
11 – 13	55	280	335	295	350	15
12 – 14	95	185	280	185	280	0
13 – 15	85	335	420	350	435	15
14 – 16	40	280	320	280	320	0
15 – 17	25	420	445	435	460	15
16 – 18	35	320	355	320	355	0
17 – 19	50	445	495	460	510	15
18 – 20	50	355	405	355	405	0
19 – 24	60	495	555	510	570	15
20 – 21	90	405	495	405	495	0
21 – 22	20	495	515	495	515	0
22 – 23	20	515	535	515	535	0
23 – 24	35	535	570	535	570	0
24 – 25	30	570	600	570	600	0

Discussion

Ces méthodes consistent à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles. D'après le chemin critique, le temps de réalisation de l'aménagement contre les inondations de la ville de Sour el Ghozlane est égale à 600 jours, donc le délai contractuel du projet est de 20 Mois.

VII.4. Protection et sécurité du travail

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tout moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre des règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et de fonctionnement de l'ouvrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII.4.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.4.1.1. Facteurs humains

- ✓ Manque de contrôle et négligence.
- ✓ La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- ✓ Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux de travail inadapté.

VII.4.1.2. Facteurs matériels

- ✓ Outillage, engins, et machines de travail.
- ✓ Nature des matériaux mis en œuvre.
- ✓ La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- ✓ Les installations mécaniques et électriques.

VII.4.2. Liste des conditions dangereuses

- ✓ Installations non protégées.
- ✓ Installations mal protégées.
- ✓ Outillages, engins et machines en mauvais état.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défaut dans la conception et dans la construction.
- ✓ Matières défectueuses.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.
- ✓ Eclairages défectueux.
- ✓ Facteurs d'ambiance impropres.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

VII.4.3. Liste des actions dangereuses

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- ✓ Importance durant les opérations de stockage.
- ✓ Adopter une position peu sûre.
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter ou se quereller.

VII.4.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

On distingue les deux types suivants :

VII.4.4.1. Protection collective

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- ✓ Application stricte des règlements de sécurité.
- ✓ Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne de chantier.

- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- ✓ Les abris doivent être aérés et climatisés.

VII.4.4.2. Protection individuelle

Les équipements de protection individuelle peuvent être classés en une dizaine de familles en fonction - en particulier - de la zone corporelle protégée. Cette classification est d'ailleurs souvent retenue par les fournisseurs de ces produits.

- **Protection de la tête** : casques de chantier et spécifiques (pompiers), casquettes anti-heurts et accessoires (jugulaires, visières, bavolets de nuque), casques et bombes pour les cavaliers.
- **Protection des yeux** : lunettes, sur lunettes, masques ;
- **Protection auditive** : bouchons d'oreilles (éventuellement moulés), arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio) ;
- **Protection du visage** : écrans faciaux, masques et cagoules (soudage), visières ;
- **Protection respiratoire** : masques jetables ou réutilisables, demi-masques et masques à cartouches filtrantes, appareils respiratoires, d'épuration, de ventilation ;
- **Protection des mains** : gants, manchettes, pour tous risques et en toutes matières ;
- **Protection des pieds** : chaussures, bottes, cuissardes, waders, Sabots..., pour risques en tout genre ;
- **Protection du corps** : vêtements professionnels génériques et spécifiques (y compris sur bottes, coiffes de têtes...), contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité ;
- **Protections spécifiques** : dispositifs pour Travailleur Isolé, détecteurs de gaz, ceintures de maintien, genouillères, vêtements de plongée...etc.



Figure VII.12. Equipements de la protection individuelle.

VII.4.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent beaucoup du temps dans la réalisation des aménagements contre les inondations, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VII.4. Un plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes des engins de terrassement.	Disposition concernant : <ul style="list-style-type: none"> ✓ La réalisation du chantier de jour comme nuit. ✓ Les zones interdites au public. ✓ Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. ✓ Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : <ul style="list-style-type: none"> ✓ De renversement des engins ; ✓ De l'éboulement des terrains. 	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	Définition des lieux de stockage des divers matériaux. Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

L'organisation du chantier avec ces trois branches citées dans ce chapitre constitue une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets.

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la protection contre les inondations de la ville de Sour el Ghozlane est estimée à 20 Mois.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

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

En termes de débit de crue, c'est difficile de faire le choix de l'approche qui pourrait nous donner des résultats significatifs sur lesquels on va se baser. Ainsi, il devient insensé de prendre une méthode qui ne s'adapte pas à notre situation. Il faut que la méthode choisie soit plus proche aux données réelles.

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

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondées après l'adoption du scénario de la crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau ainsi que les routes qui ne sont pas assez surélevées ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème. Donc, les aménagements sont proposés sous forme de deux variantes, et après les avoir étudié techniquement et économiquement, nous avons pu ressortir la plus adéquate qui est celle avec des canaux trapézoïdaux en béton armé, qui permettent une évacuation rapide de la crue et qui sont répartis comme suit : Canal A : 2588 m, Canal B : 1792 m, Canal C : 3357 m, Canal E : 1320 m, et Canal D : 2389 m.

Avec une étude détaillée, la stabilité de l'aménagement retenue est vérifiée par la méthode de Morgenstern-Price par l'utilisation de logiciel GeoStudio. Le projet de réalisation s'étale sur un délai de **20 mois**, par un coût de **3 485 201 541 DA**.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ARCEMENT G., et SCHNEIDER V. (1989). United States Geological Survey Water- supply Paper 2339. Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains.

BALADES J., LEROUX J. (1993). La maîtrise des eaux pluviales. Éditions du STU, 63 p.

BOUAÏCHI I., TOUAÏBIA B., et DERNOUNI F. (2014). Approche méthodologique de calcul du débit pluvial en cas d'insuffisance de données. Cas de la région de Tipaza. Algérie. Revue semestrielle scientifique et technique ; Le Journal de l'Eau et de L'environnement.

BOURRIER R. (1991) Les réseaux d'assainissement, calculs applications perspectives édition Lavoisier, collection Tec & Doc. Paris. France. 210 p.

CEMAGREF, MEDD. (2004). Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

CHOW, V.T. (1959). Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Co. Inc., New York, 200 p.

DEGOUTTE, G. (2006) Aide-mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

DEGOUTTE G. (2006) Diagnostique aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394 p.

ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE. (2004). Hydrothèque : base de données d'exercices en hydrologie. Mis à jour le 23.04.2004.

GRAF W H., ALTINAKAR M. (2000). Hydraulique fluvial : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechniques Fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romane. 628 p.

GRAF, W., ALTINAKAR, M. S. (1993) Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane, 180 p.

GUY FASKEN B. (1963) Guide for selecting roughness coefficient n value for channels.

LABORDE J.P. (2003) Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice, 186 p.

LENCASTRE A. (1996) Hydraulique Générale, édition Paris.

MEDD (Ministère de l'Écologie et du Développement Durable). (2004) « France », direction de la prévention des pollutions et des risques, sous la direction de la prévention des risques majeurs. Risques naturels majeurs : Les inondations, Aout 2004. 20 p.

MUSY, A. HIGY, C. (1998) Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 96 p.

RICHARD H., MCQUEEN., et PEGGY JOHNSON A. (2002) Highway Hydrology, édition (NHI) USA, 50 p.

TOUAÏBIA B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie, édition Madani.

TOUATI A. (2010) Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

U.S. Army Corps of Engineers. (2010a) HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

U.S. Army Corps of Engineers. (2010b) HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

YAHIAOUI A. (2012) Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

REFERENCES SITO-GRAPHIQUES

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

PICOUET C., HINGRAY B. & MUSY A. (2007). Hydrothèque, recueil d'exercices en Hydrologie (<http://ltheln21.hmg.inpg.fr/PagePerso/hingray/>), Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.

ANNEXES

ANNEXES

Resultat de la simulation à l'état naturel sur Hec – RAS

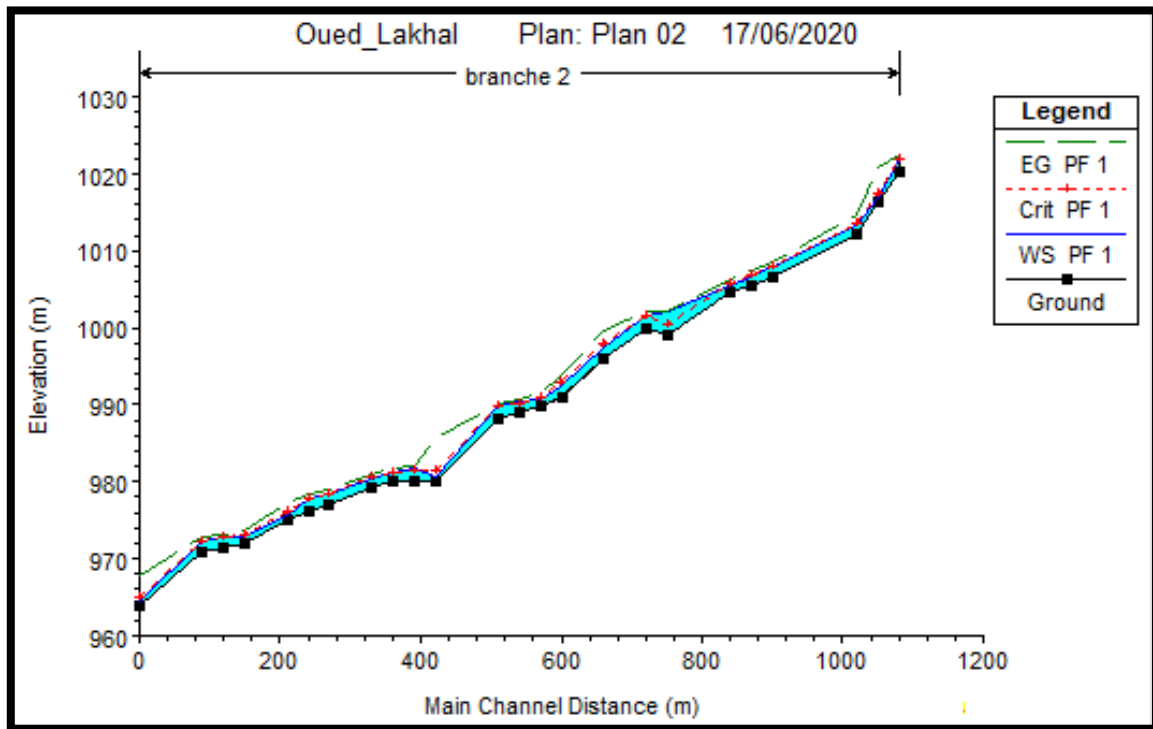
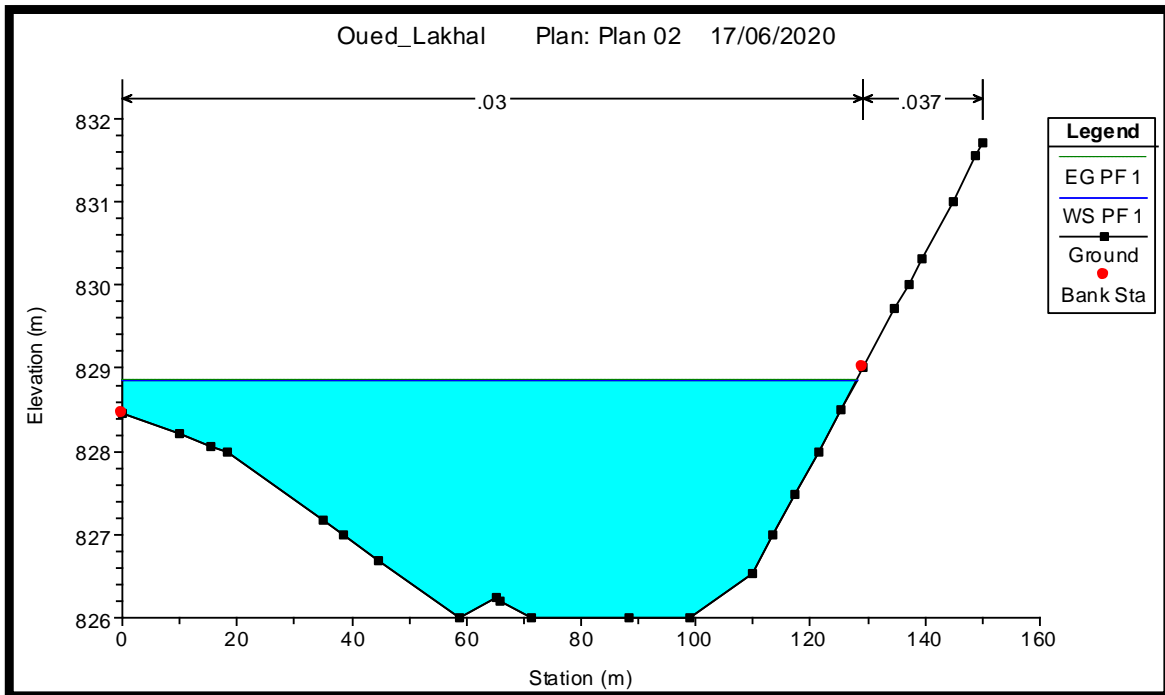


Figure annexe 1 : Profil en long d'une tranche d'Oued Lakhal l'état naturel.



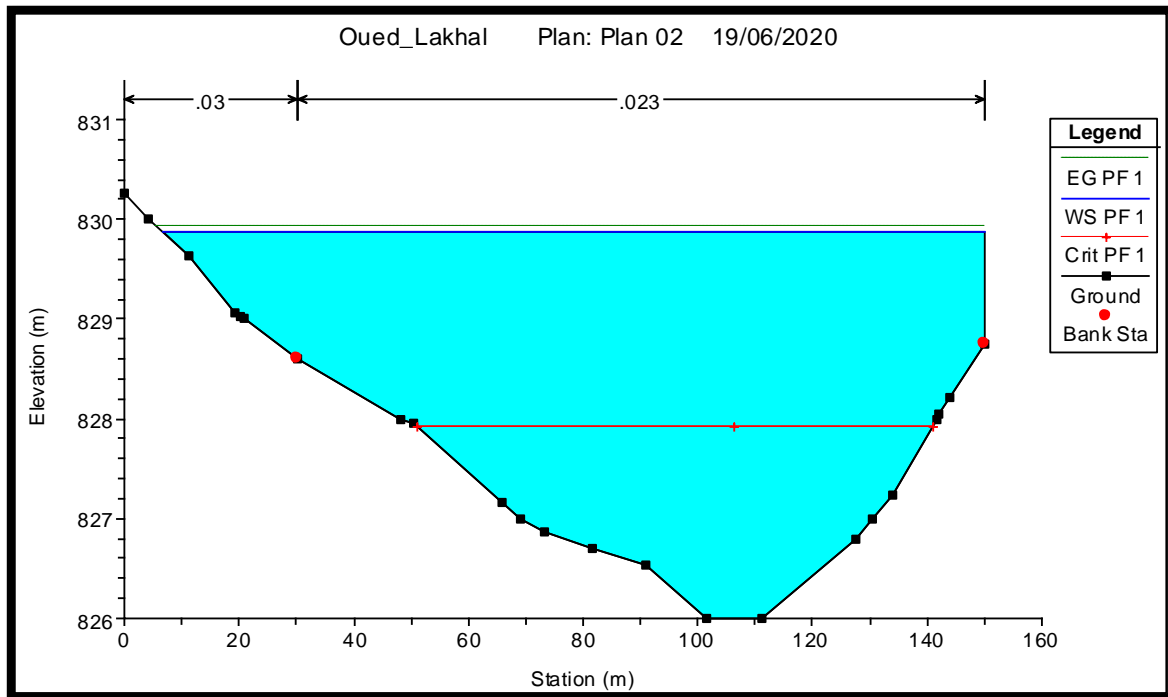
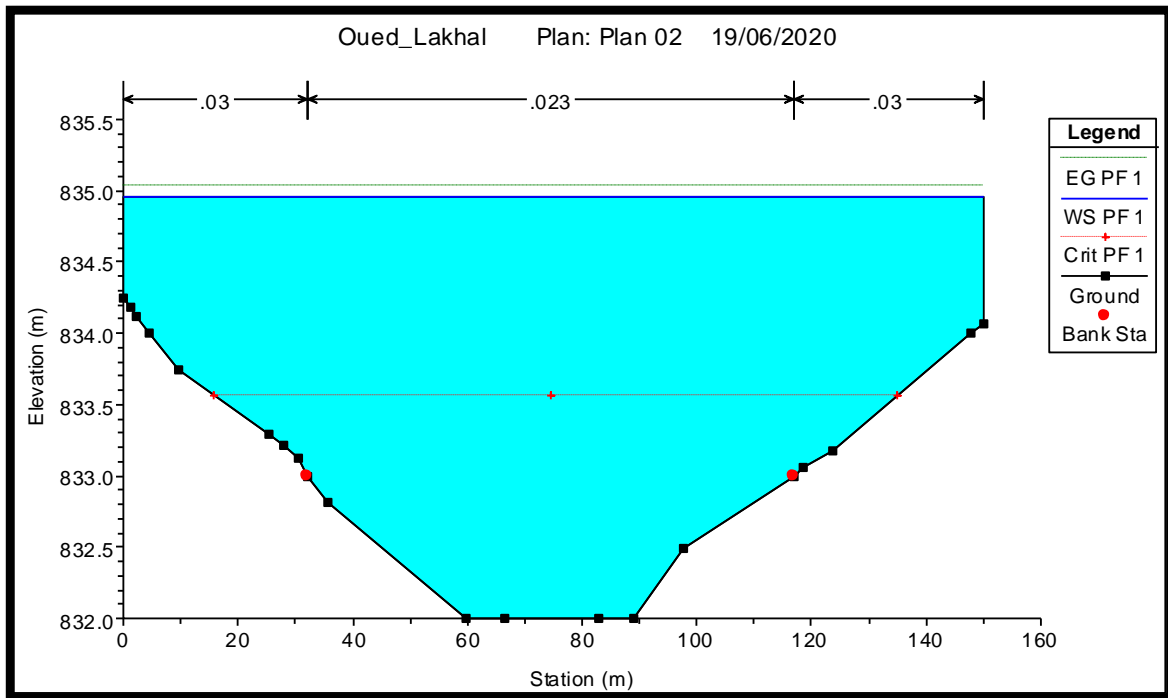


Figure annexe 2 : Profils en travers des zones inondables.