

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Aménagement et Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**Etude d'aménagement contre les inondations de l'oued
Sidi Zerzour
Cas : Zone urbaine de la ville BISKRA.**

Réalisé et Présenté par :

Mr: ABDELGHEFFAR RAOUF.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M^r A.ZEROUAL	MC.B	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.A	Examineur
M^r A.OSMANI	MA.A	Examineur
M^r M.K MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Septembre 2017

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail tout d'abord à mes très chers parents pour leur amour inestimable, leur confiance, leur soutien, leurs sacrifices et toutes les valeurs qu'ils ont su m'inculquer.

A mes chers frère & sœurs pour leur complicité et leur présence.

A mon oncle Soufiane pour son soutien et son amour ainsi qu'à toute ma famille.

A Krimou & Lilya pour leur soutien et leurs encouragements.

A tous mes collègues (les ouvragistes 2017) ainsi qu'à toute la promotion 2017.

A mes amis Hichem, Mouloud et Hayette.

Et aussi à tous ceux et celles qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours.

Remerciements

Je tiens à remercier encore une fois mes parents pour leur aide, soutien, confiance, encouragement et Sacrifices.

Mes remerciements s'adressent également à mon promoteur Monsieur M.K Miboubi pour le privilège qu'il m'a fait en acceptant de diriger ce travail. Sa disponibilité, sa clairvoyance, sa riche expérience et ses précieuses directives tout au long de la réalisation de ce travail m'ont beaucoup aidé.

Je tiens aussi à remercier l'ensemble des professeurs de l'ENSH pour leur soutien, leur rigueur scientifique et leurs compétences qui m'ont été d'une aide inestimable.

Qu'ils puissent trouver dans ce travail le témoignage de ma sincère gratitude et de mon profond respect.

Je tiens à remercier sincèrement les membres du jury qui me font le grand honneur d'évaluer ce travail.

Mes remerciements les plus chaleureux vont à tous mes camarades à l'ENSH pour leurs encouragements et pour l'ambiance agréable tout au long de ce parcours et en particulier à Hichem , Hayette & Safaâ dans les moments difficiles et grâce à qui j'ai passé d'excellents moments.

موجز:

الهدف من هذا العمل هو إيجاد حلول لصرف مياه أمطار الفيضانات على مستوى وادي سيدي زرزور بمدينة بسكرة بالجنوب، بغرض حماية المنشآت الواقعة في الوادي وكذلك على ضفتيه، ويدخل هذا في إطار الاستراتيجية التي المورفولوجية وضعتها ولاية بسكرة للنهوض بقطاع البنى التحتية. وفي هذا الصدد، عملنا على تحديد المعالم والمناخية التي مكنتنا من وضع دراسة هيدرولوجية دقيقة ومفصلة، وبفضل هذه المعطيات السابقة، توصلنا لتحديد كمية التدفق القصوى والتي بفضلها وقع اختيارنا على الخيارات المثلى للوصول لهدفنا المسطر.

انقسم المشروع النهائي إلى شقين، الأول يتمثل في إنشاء ممر للمياه على مستوى الجسر بالوادي باستعمال النمذجة الأكثر تطورا، وكذلك إنشاء حاجزين على مستوى الأحواض آخذين بالاعتبار السدود الموجودة بنفس الأحواض لأخذ بعين الاعتبار الجانب المادي للمشروع.

المفتاحية الكلمات : الفيضانات ، وادي ، مياه ، بسكرة

Résumé :

Ce projet entre dans le cadre de l'aménagement de l'Oued Biskra dit Oued Sidi Zarzour situé au sud pour protéger les infrastructures présentes au niveau de l'oued ainsi que les biens immobiliers sur les deux rives de l'Oued. Pour ce faire, une analyse morphologique et climatique a été établie d'après les données fournies par les autorités concernées ce qui nous a permis de réaliser une étude hydrologique poussée et détaillée. Ceci a permis de dégager le débit de crue extrême du projet modélisé par la suite à l'aide du logiciel HEC-RAS pour un meilleur choix de l'aménagement. Le projet final choisi est de projeter un dalot de dimensions bien définies au niveau du pont traversant l'oued ainsi que l'implantation de deux barrages déversoirs au niveau du sous bassin.

Mots clés : Aménagement, Oued, Biskra, inondations.

Abstract :

The purpose of this study is to determine plans of drainage structures on the basin of Wadi Sidi Zarzour in the urban center of the city of Biskra, southern Algeria. The main aim is to define all the geomorphologic and climatic parameters of the watershed, followed by a detailed hydrological study. This has allowed the identification of the structures designing discharges and the variant appropriate for the protection. So, the final project is a scupper under the bridge located in the river to water discharge followed by an important modeling with HEC-RAS software and the projection of a spillway in the basin chosen precisely to the specific flow characteristics and the budget for project.

Key words : drainage , watershed , discharge , Biskra.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION	1
I.1 PRESENTATION DE LA VILLE	1
I.1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
I.2 Organisation administrative Communes, superficie et population	3
I.2.1. Population et activités	4
I.3 Infrastructures de base existantes	5
I.3.1. Réseau routier	5
I.3.2. Réseau ferroviaire	6
I.3.3. AEP et Assainissement	7
I.3.4. Foncier industriel	7
I.4 Géologie de la région d'étude :	9
I.4.1. Stratigraphie régionale :	9
I.4.1.1 Dépôts quaternaires :	9
I.4.1.2 Les formations tertiaires :	10
I.4.1.3 Les formations secondaires :	10
I.5 Géomorphologie et relief :	13
I.7 Hydrogéologie de la zone d'étude :	17
I.7.1. Les nappes phréatiques du quaternaire	17
I.7.2. La nappe des sables :	17
I.7.3. La nappe des calcaires	17
I.7.3.1 La nappe profonde du « continental intercalaire »	18
I.8 Situation climatique :	18
I.8.1. Les températures :	18
I.8.2. Précipitations :	19
I.8.4. L'évaporation :	22
I.8.5. L'ensoleillement:	23

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DE OUED SIDI ZARZOUR

Introduction :	29
II.1.Régime d'écoulement :	29
II.2.Impact des crues sur la ville de Biskra :	30

II.3.Définition des contraintes et obstacles :.....	31
Conclusion :.....	33

CHAPITRE III : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction	34
III.1.Géologie :	34
III.1.1. La structure du bassin :	34
III.1.2. Stratigraphie et aperçu lithologique global :	34
III.1.2.1. Le Crétacé :	36
III.1.2.2. Le Tertiaire :.....	36
III.1.2.3. Le Quaternaire :.....	37
III.1.3. Les caractéristiques lithologiques et la perméabilité des roches des sous bassins versants :.....	37
III.1.3.1. Les formations imperméables :.....	38
III.1.3.2. Les formations à perméabilité moyenne :.....	39
III.1.3.3. Les formations à forte perméabilité :.....	40
CONCLUSION :.....	40
III.2.Géotechnique :.....	41
Introduction :.....	41
III.2.1. Description du site :	41
III.2.2. Sismicité de la région :.....	41
III.2.3. Moyens de reconnaissance :.....	41
III.2.3.1. RESULTATS :.....	42
III.2.3.1.1. Courbe granulométrique :.....	42
III.2.3.1.2. Paramètres physiques :	42
III.2.3.1.3. Analyse chimique :	43
III.2.3.1.4. Essaie mécanique :.....	43
CONCLUSION :.....	44

CHAPITRE IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	45
IV.1.Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants :	46
IV.1.1. Définition du bassin versant :	46
IV.1.2. Caractéristiques morphologiques :	46
IV.1.2.1. La surface :	46

IV.1.2.2. Le périmètre :	47
IV.1.2.3. Indice de compacité de Gravelius :.....	47
IV.1.2.4. Le rectangle équivalent :	51
IV.2. Le relief :	51
IV.2.1. Répartition et courbe hypsométrique :.....	51
IV.2.2. Les altitudes caractéristiques du bassin versant :	52
IV.2.2.1. L'altitude médiane $H_{50\%}$:.....	57
IV.2.3. Le système des pentes :	59
IV.2.3.1. Indice de pente global :	59
IV.2.3.2. La dénivelée spécifique D_s :	59
IV.2.3.3. L'indice de pente de Roche I_p :	60
IV.3. Réseau hydrographique :	60
IV.3.1. Présentation :	61
Figure IV.9 Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Biskra.	62
IV.3.2. Tracé en plan :	63
IV.3.3. Type et densité de drainage :	64
IV.3.4. Temps de concentration :	65
IV.3.4.1. Formule de Giandotti :	66
IV.3.4.2. Formule de Kirpich (1940)	66
IV.3.4.3. Formule de Témez (1993) :	66
IV.3.4.4. Formule Anonyme :	66
IV.3.5. Vitesse moyenne de ruissellement :	67
IV.4. Analyse des données pluviométriques :	69
IV.4.1. Données pluviométriques :	69
IV.4.2. Données hydrométriques :	71
IV.4.3. Critique des données :	72
IV.4.4. Comblement des lacunes :	72
IV.4.4.1. Comblement par moyenne mensuelle interannuelle :	72
IV.4.4.2. Comblement par régression linéaire :	74
IV.5. Détection des valeurs singulières :	75
IV.5.1. Test de Grubbs-Beck (1972) :	75
IV.6. Critères statistiques :	77
IV.6.1. Indépendance :	77

IV.6.2. Stationnarité :	77
IV.6.3. L'homogénéité :	78
IV.7. Etude de précipitation :	83
IV.7.1. Analyse des pluies moyennes annuelles :	83
IV.7.1.2. Méthode des isohyètes :	86
IV.7.2. Pluies maximales journalières :	87
IV.7.3. Choix de la loi d'ajustement :	88
IV.7.3.1. Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL :	88
IV.7.3.2. Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :	99
IV.7.4. Pluies de courte durée :	106
IV.8. Etude des apports :	113
IV.8.1. Les apports liquides :	113
IV.8.1.1. Apport moyen interannuel :	113
IV.8.1.2. Caractéristiques de l'écoulement :	114
IV.8.2. Transport solide :	117
IV.9. Etude des crues :	119
IV.9.1. Les différents types de crues :	119
IV.9.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues :	119
IV.9.3. Application sur les bassins versants :	120
IV.9.3.1. Estimation du temps de concentration :	121
IV.9.3.2. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques :	122
IV.9.3.3. La méthode statistique :	125
IV.9.3.4. La méthode de Gradex :	127
IV.9.3.5. Méthode d'analogie :	129
IV.9.3.6. Comparaison des résultats et conclusion :	130
IV.9.3.7. Hydrogramme de crue :	131
Conclusion :	135

CHAPITRE V : ETUDE HYDRAULIQUE

Introduction :	136
V.1. Généralités :	137
V.1.1. L'écoulement à surface libre :	137
V.1.2. Les canaux à ciel ouvert :	137

V.1.3.	Les différents types de canaux :	137
V.1.3.1.	Les canaux naturels :	137
V.1.3.2.	Les canaux artificiels :	138
V.1.2.	Les types d'écoulements :	138
V.2.	Dimensionnement des canaux :	140
V.2.2.	Les formules de calcul principales :	140
V.2.3.	Détermination de coefficient de Chézy :	141
V.2.4.	Formule d'AGROSKINE :	141
V.2.5.	La formule de MANING-STRICKLER :	141
V.2.6.	Formule de PAVLOVSKI :	142
V.2.7.	Formule de BAZIN :	142
V.3.	Les paramètres géométriques :	143
V.3.1.	Le choix de la section de meilleure conductivité :	143
V.3.1.1.	Canal à section trapézoïdale :	143
V.3.1.3.	Canal à section rectangulaire :	146
V.3.2.	Calcul de la profondeur normal h_n :	148
V.3.2.1.	Méthode graphique :	148
V.3.2.2.	Méthode itérative :	149
V.3.3.	Calcul de la profondeur critique h_{cr} :	149
V.3.3.1.	Méthode graphique :	149
V.3.3.2.	Méthode analytique d'AGROSKINE :	150
V.3.3.3.	Méthode itérative :	151
V.3.4.	Calcul de la pente critique :	151
V.3.5.	Nombre de Froude :	151
V.4.	Calcul de la ligne d'eau :	152
V.4.1.	Equation de la ligne d'eau :	152
V.4.2.	Les différentes formes de courbe de remous :	152
V.4.3.	Calcul de la surface d'eau :	155
V.5.	Calcul du ressaut :	157
V.6.	Calcul avant l'aménagement de l'oued :	159
	CONCLUSION :	172

CHAPITRES VI : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

Introduction	173
VI.1. PARTIE N°01 : SOLUTION POUR LA CRUE CENTENNALE	174
VI.1.1. Devis de la première variante d'aménagement :	183
VI.2. PARTIE N°2 : SOLUTION POUR LA CRUE MILLENALE :	183
VI.2.1. ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE :	186
VI.2.1.1. Avantages des structures en gabion :	188
VI.2.1.2. Choix du type de l'ouvrage :	189
VI.2.1.3. Variantes susceptibles d'être proposées :	189
VI.2.1.4. Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts de chaque variante	192
VI.3. Dimensionnement & Stabilité :	194
VI.3.1. Dimensionnement de l'ouvrage :	194
VI.3.1.1. Dimensionnement de la crête déversante :	194
VI.3.1.2. Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation :	194
VI.3.1.3. Protection du talus amont :	196
VI.4. Stabilité :	196
VI.4.1. Bilan des actions :	196
VI.4.2. Calculs de stabilité :	194
VI.4.2.2. Stabilité au glissement :	196
VI.4.2.3. Stabilité au poinçonnement :	197
VI.5. Aménagements proposés à long terme : AMENAGEMENT D'UN ESPACE DE PLAISANCE	197
CONCLUSION :	199

CHAPITRES VII : Organisation de chantier & Sécurité de travail

Partie 1 : Organisation de chantier	200
Introduction	200
VII.1 Organisation et technique de préparation	201
VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	201
a. Le maître de l'ouvrage	201

b. Le maître d'œuvre.....	201
c. L'entrepreneur.....	202
VII.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	202
a. Installations destinées au personnel	202
b. Installations destinées au stockage des matériaux	202
c. Installations destinées à la réparation des engins.....	202
d. Installation destinée pour la préfabrication	202
VII.2 Travaux de réalisation :.....	203
VII.3.1 Travaux de terrassements	203
VII.3.2 Travaux d'excavation	203
VII.3.3 Travaux secondaires	203
VII.3 Les moyens de chantier.....	203
VII.4.1 Les moyens humains	204
VII.4.2 Les besoins matériels	204
a. Engin de terrassement.....	204
b. Engin de compactage	206
c. Le matériel de bétonnage.....	206
d. Autres engins	207
VII.4 Programme des travaux.....	207
VII.5 Planification	208
VII.6.1 Définition.....	208
VII.6.2 Techniques de la planification	208
a. Méthodes basées sur le réseau	208
b. Méthode C.P.M (Critical path method).....	209
VII.6.3 Planning des travaux	211
a. Plan de travail au plus tôt	211
b. Plan de travail au plus tard	211
VII.6 Délai de construction et programme des travaux	211
a. Attribution des symboles des différentes opérations	212

b. Détermination des chemins critiques :	216
VII.7 Devis estimatif du coût du projet	218
Partie 2 : sécurité de Travail	220
Introduction	220
VII.1 Les accidents de travail :	220
VII.1.1 Cause des accidents de travail :	221
a. Causes humaines :	221
b. Causes techniques :	221
VII.1.2 Conditions dangereuses sur le chantier :	222
VII.1.3 Actions dangereuses sur le chantier	222
VII.2 Moyen de prévention et de protection	222
VII.2.1 Moyen de protection Collectif :	222
VII.2.2 Moyen de protection Individuel	223
a. Bruit :	223
b. Les yeux :	223
c. Système respiratoire :	223
d. Mains :	223
VII.2.3 Prévention des risques professionnels	224
e. Mesures et principes généraux de prévention :	224
VII.2.4 Règles de sécurité sur les lieux de travail :	225
a. Dans les locaux	225
b. Sur chantier	225
VII.2.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :	226
Conclusion	227
CONCLUSION GENERALE	228
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	229
Annexe	230

Liste des Figures

Figure I.1	Plan de situation de la zone d'étude.....	2
Figure I.2	Carte de la situation géographique de la wilaya de Biskra.....	3
Figure I.3	Reseau routier de la wilaya de Biskra	5
Figure I.4	Reseau ferroviaire de la wilaya de Biskra	6
Figure I.5	Zones industrielles de la wilaya de Biskra.....	7
Figure I.6	Carte géologique de la wilaya de Biskra.....	11
Figure I.7	Carte géologique de la région de l'Aurès.....	11
Figure I.8	Topographie de la région de Biskra (Google Maps ,2017)	13
Figure I.9	Reliefs de la région de Biskra (Google Maps ,2017).....	14
Figure I.10	Reseau hydrographique de la wilaya de Biskra	15
Figure I.11	Image satellitaire montrant Oued Sidi Zarzour traversant la ville de Biskra	15
Figure I.12	Moyennes mensuelles des temperatures.....	18
Figure I.13	Moyennes mensuelles des précipitations	19
Figure I.14	Moyennes mensuelles des vitesses des vents en m/s	20
Figure I.15	Rose des vents	20
Figure I.16	Moyennes mensuelles de l'évaporation (mm)	21
Figure I.17	Moyennes mensuelles de l'ensoleillement	22
Figure I.18	Diagramme ombrothermique.....	24
Figure II.1	Point de confluence des oued El Hai et Djemourah.....	31
Figure III.1	Carte géologique de l'Aurès (R.Laffitte ,1939)	36
Figure III.2	Carte de perméabilité du bassin versant d'Oued Biskra.....	39
Figure IV.1	Bassin versant du Chott Melghir (BV 06)	49
Figure IV.2	Délimitation du bassin versant de Oued Biskra.....	49
Figure IV.3	Carte Hypsométrique du Bassin versant d'Oued Biskra	55
Figure IV.4	Courbe hypsométrique du bassin versant El Hai.....	56
Figure IV.5	Courbe hypsométrique du bassin versant Djemoura	56
Figure IV.6	Courbe hypsométrique du bassin versant	57
Figure IV.7	Courbe hypsométrique du bassin versant	57
Figure IV.8	Courbes hypsométriques du Bassin Versant de l'Oued Biskra et ses sous bassins (El Hai, Djemourah, Biskra Compl)-	58
Figure IV.9	Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Biskra	62
Figure IV.10	Localisation des postes pluviométriques recueillis.	70

Figure IV.11 Stations hydrométriques du bassin versant d'Oued Biskra. (Echelle 1/200 000)	71
Figure IV.12 Test de double cumul Menaa – Bouzina.	82
Figure IV.13 Test de double cumul Menaa – Djemourah.	82
Figure IV.14 Test de double cumul Djemourah – El Outaya	83
Figure IV.15 Test de double cumul El Outaya – Biskra.	83
Figure IV.16 Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord.	84
Figure IV.17 Découpage en polygones de Thiessen du bassin versant de Oued Biskra.	85
Figure IV.18 Tracé des isohyètes sur le bassin versant de l'oued Biskra.	86
Figure IV.19 Ajustement de la loi de Gumbel aux pluies journalières maximales observées à la station de Menaa.	90
Figure IV.20 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (El Kantara).	108
Figure IV.21 Courbes Intensité – Durée – Fréquence (El Kantara).	108
Figure IV.22 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (Djemourah).	110
Figure IV.23 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (Djemourah).	110
Figure IV.24 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (Biskra comp.).	112
Figure IV.25 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (Biskra comp.).	112
Figure IV.26 Mode d'application de la méthode de Gradex	128
Figure IV.27 Hydrogramme de crue du bassin versant N°01	133
Figure IV.28 Hydrogramme de crue du bassin versant N°02	133
Figure IV.29 Hydrogrammes des crues du bassin versant N°03	134
Figure IV.30 Hydrogramme de crue du bassin versant Biskra	134
Figure V.1. Types d'écoulements.	136
Figure V.2. canal naturel	138
Figure V.3. Canal à forme trapézoïdale	144
Figure V.4. Canal à forme rectangulaire	146
Figure V.5 .La relation entre le tirant d'eau et le débit normal	148
Figure V.6. L'énergie spécifique en fonction de profondeur	150
Figure V.7. Les différentes formes de courbes de remous	155
Figure V.8. Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS	156
Figure V.9. Définition du tracé de l'oued et des sections	156
Figure V.10. Définition de la crue et des conditions aux limites	156

Figure V.11. Schéma d'un ressaut hydraulique.....	156
Figure V.12. Typologie des ressauts.....	158
Figure V.13. Profil en long du canal.....	165
Figure V.14. Introduction des deux ponts sur pieu (PK7+510 ,PK 6+130 respectivement)	166
Figure V.15. Introduction des deux ponts à buse (PK6+750 ,PK4+830 respectivement)	167
Figure V.16. Vue 3D de l'oued pour un débit de 2500 m ³ /s.....	167
Figure V.17. Vue 3D de l'oued au niveau du pont busée avec débordement sur la rive coté centre-ville pour un débit de 2500 m ³ /s.	168
Figure V.18. Section en travers ovale du pont busé.	170
Figures VI.1. Positionnement des digues à l'extérieur du tissu urbain (Google Earth,2017)	174
Figure VI.2. Elargissement de la section du dalot (35m x 3m) au niveau du pont en rive gauche.	174
Figure VI.3. Coupe en travers de la section élargie du pont °1 à buse et du dalot via la simulation par le code HEC-RAS	174
Figure VI.4. Vue en plan du mur projeté an amont du premier pont busé.	175
Figure VI.5. Profil de la ligne d'eau selon le calcul hydraulique : Cas de la solution du premier pont busé.	176
Figure VI.6. Elargissement de l'oued avant le premier pont sur pieux	176
Figure VI.7. Profil de la ligne d'eau selon le calcul hydraulique : Cas du pont busée N°02.....	177
Figure VI.8. Profil hydraulique de la ligne d'eau au niveau des ponts du centre-ville de Biskra.....	181
Figure VI.9. Vue 3D par simulation du code -HEC-RAS des ponts de la ville.	181
Figure VI.10. Positionnement des digues en amont de la ville. (Source : Google Earth,2017)	182
Figure VI.11. Positionnement des digues en amont de la ville.(Source : Google Earth)	183
Figure VI.12. Laminage de crue -Barrage Branis.....	184
Figure VI.13. Variation du volume stocké en fonction de l'élévation du plan d'eau.....	184
Figure VI.14. Les différentes catégories de gabion	186
Figure VI.15. Dimensions des caisses de gabion.....	187

Figure VI.16. Barrage à parement aval vertical (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)	188
Figure VI.17. Barrage à massif aval mixte (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)	189
Figure VI.18. Barrage à parement aval incliné (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)	190
Figure VI.19. Abaque de dimensionnement du bassin de dissipation à radier revêtu	193
Figure VI.20. Aperçue de l'espace à projeter.....	197
Figure VII.1 Bulldozer.....	204
Figure VII.2 Pelle rétro	204
Figure VII.3 Niveleuse	205
Figure VII.4 Compacteur.....	205
Figure VII.5 Camion benne.....	205
Figure VII.6 Réseau à nœuds.....	214

Liste des Tableaux

Tableau I.1. Situation administrative de la Wilaya de Biskra	4
Tableau I.2. Réseau routier de la Wilaya de Biskra.....	5
Tableau I.3. Activité industrielle dans la Wilaya de Biskra	7
Tableau I.4. Caractéristiques de la station de Biskra	18
Tableau I.5. Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010.....	19
Tableau I.6. Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations période 1994-2010	20
Tableau I.7. Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010)	21
Tableau I.8. Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010). 22	
Tableau I.9. Ensoleillement mensuel et annuel moyen (période : 1994 – 2010).	23
Tableau I.10. Indice d’aridité..	25
Tableau IV. 1.Superficie des bassins versants d'Oued Biskra.....	47
Tableau IV. 2. Périmètre des bassins versants d'Oued Biskra.	47
Tableau IV. 3. Indices de compacité pour les sous bassins de la région d'étude.	48
Tableau IV. 4 Les paramètres morphométriques des sous bassin	51
Tableau IV. 5 La répartition altimétrique du bassin d'Oued Biskra et ces bassins	
Tableau IV. 6 Les altitudes caractéristiques.....	58
Tableau IV. 7.Indices des pentes pour les différents sous bassins.	60
Tableau IV. 8. Classification, longueur et nombre des cours d’eau du bassin versant d’Oued Biskra et ses bassins élémentaires.	63
Tableau IV. 9. Densité de drainage pour le bassin de l’oued Biskra et ces bassins élémentaires.	64
Tableau IV. 10. Temps de concentration des trois bassins versants.....	67
Tableau IV. 11 Vitesse de ruissellement de chaque sous bassin	67
Tableau IV. 12 Tableau récapitulatif.....	68
Tableau IV. 13. Caractéristiques des stations pluviométriques	69
Tableau IV. 14. .Les caractéristiques morphométriques des bassins versants des deux stations sont présentées « Tableau IV.11 »	71
Tableau IV. 15. Comblement par la moyenne mensuelle interannuelle.....	73
Tableau IV. 16. Matrice de corrélation des pluies annuelles.....	74
Tableau IV. 17. Comblement par régression linéaire	75

Tableau IV. 18. Résultats d'application du test de Grubbs et Beck sur les pluies annuelles.....	76
Tableau IV. 19. Résultats d'application du test de Grubbs et Beck sur les pluies journalières	76
Tableau IV. 20. Résultats d'application du test de Grubbs et Beck sur les débits maximaux.....	76
Tableau IV. 21. Valeurs singulières détectées dans l'ensemble des stations.	77
Tableau IV. 22 Résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les totaux annuels.	79
Tableau IV. 23. Résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les pluies journalières maximales.	79
Tableau IV. 24. Résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les débits maximaux.	79
Tableau IV. 25. Résultats d'application du test de Mann-Whitney sur les pluies journalières maximales.	80
Tableau IV. 26 Résultats d'application du test de Mann-Whitney sur les débits maximaux.	80
Tableau IV. 27 Résultats d'application du test de Mann-Whitney sur les pluies annuelles.....	81
Tableau IV. 28 Pluies moyennes annuelles des stations pluviométriques	83
Tableau IV. 29 ...Calcul de la pluie moyenne du bassin par la méthode de polygones de Thiessen.....	85
Tableau IV. 30. Résultats de la méthode des isohyètes	86
Tableau IV. 31 Pluie moyenne annuelle pour chaque sous bassin versant.	87
Tableau IV. 32 Caractéristiques de la série avec N=41ans.....	87
Tableau IV. 33 résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	91
Tableau IV. 34 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	91
Tableau IV. 35 Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	93
Tableau IV. 36.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	93
Tableau IV. 37.Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	95
Tableau IV. 38.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	96
Tableau IV. 39.Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	97
Tableau IV. 40.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	97
Tableau IV. 41Résultats d'application du test de Khi- deux sur les séries de pluies maximales journalières des différentes stations pour la loi de Gumbel.	98

Tableau IV. 42.Résultats d'application du test de (K-S) sur les séries de pluies maximales journalières des différentes stations pour la loi de Gumbel.	99
Tableau IV. 44 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	101
Tableau IV. 45.Résultat de l'ajustement à la loi de Galton	101
Tableau IV. 46 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	102
Tableau IV. 47.Résultat de l'ajustement à la loi de Galton	103
Tableau IV. 48.Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	103
Tableau IV. 49 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton	104
Tableau IV. 50 Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	105
Tableau IV. 51. Pluies journalières maximales fréquentielles aux différentes stations.	105
Tableau IV. 52.Pluies journalières maximales fréquentielles pour chaque sous bassin.	106
Tableau IV. 53.Pluies (mm) et intensités(mm/h) maximales de durée t(h) et de période de retour du Bassin versant Oued El Hai	107
Tableau IV. 54. . Pluies (mm) et intensité (mm/h) maximales de durée t(h) et de PDR du bassin versant de Oued Djemoura	109
Tableau IV. 55. Pluies (mm) et intensités(mm/h) maximales de durée t(h) et de période retour du BV Oued Biskra comp.....	110
Tableau IV. 56.Apports moyens interannuels	114
Tableau IV. 57.Résultats des caractéristiques d'écoulement.....	116
Tableau IV. 58.Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.	118
Tableau IV. 59.Temps de concentration des trois bassins versants.....	122
Tableau IV. 60.Débits fréquents calculés par les formules empiriques.	124
Tableau IV. 61.Résultats d'application de test de Khi- deux sur les séries des débits maximums des deux stations hydrométriques pour la loi de Gumbel.	127
Tableau IV. 62. Résultats d'application de test de (K-S) sur les séries des débits maximums des deux stations hydrométriques pour la loi de Gumbel.	127
Tableau IV. 63.Débits maximums fréquents aux deux stations hydrométriques.	127
Tableau IV. 64.Débits fréquents calculés par la méthode du Gradex.	129
Tableau IV. 65.Débits fréquents du bassin de l'oued Biskra. Compl obtenu par analogie avec ceux du bassin versant de l'oued Djemourah.....	130
Tableau IV. 66.Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquents par les différentes méthodes pour les trois bassins versant.	130
Tableau IV. 67. Temps des bassins versants	132

Tableau IV. 68 Tableau récapitulatif des débits	134
Tableau V. 1. Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m ».....	145
Tableau V. 2. Quelques ordres de grandeur de fruit de talus	145
Tableau V. 3. Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale (m=0) de largeur b (m) et de profondeur h (m).....	147
Tableau V. 4 Différentes formes de courbes de remous	153
Tableau V. 5 Les différents types de ressaut.....	158
Tableau V. 6 Paramètres hydrauliques des (113) sections.....	159
Tableau V. 7 Résultats des calculs.....	171
Tableau VI.1 Caractéristiques géométriques de l'oued après recalibrage.....	175
Tableau VI.3. Dimensions des caisses de gabion.....	189
Tableau VII.1 Type de Fonction et le salaire.....	203
Tableau VII.2 Symboles et durées des opérations.....	211
Tableau VII.3 Détermination du chemin critique.....	215
Tableau VII.5 Devis estimatif de la réalisation de l'aménagement	217
Tableau VII.6 Fréquence des accidents de travail sur le chantier.....	220
Tableau VII.7 Plan de sécurité au travail.....	225

Liste des Planches

Planche N°1 : Levé topographique de Oued Sidi Zarzour.

Planche N°2 : Carte des zones inondables au niveau de Oued Sidi Zarzour

Planche N°3 : Les aménagements projetés au niveau du tissu urbain

Planche N°4 : Les variantes du seuils proposées

Planche N°5 : La variante choisie pour le seuil déversant

Planche N°6 : Profil en long de la partie aménagée de Oued Sidi Zarzour

Planche N°7 : Profil en travers de la partie aménagée de Oued Sidi Zarzour

Planche N°8 : Planning d'exécution des travaux (Gantt)

INTRODUCTION GENERALE

Accaparant totalement les préoccupations des hommes lorsqu'elles surviennent ; les catastrophes naturelles ne sont plus avec le temps et pour la plupart qu'un sujet mineur de la mémoire ou de l'imagination.

Aussi loin que l'on remonte dans l'histoire on s'aperçoit que l'homme est à l'origine de nombreux risques permanents et ponctuels, dont l'impact peut être comparable à celui des risques naturels les plus sérieux, certains risques peuvent être accrus par l'activité humaine : c'est le cas par exemple des inondations provoquées par la déforestation.

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

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

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

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

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

Événement récurrent partout dans le monde, ce phénomène a touché la plupart des pays, ces pays présentent à la fois les conditions climatiques, les sites géologiques à risque et des infrastructures insuffisantes en terme de protection de l'homme et de l'environnement ; à l'océan Indien à Bangladesh ce phénomène entraîne parfois, comme en 1970 la mort de plusieurs personnes ⁽¹⁾.

La montée précoce des eaux du fleuve Sénégal fait peser au mois d'août 2000 de graves inondations ⁽²⁾, en France 3 à 4% de la population concernée et 7600 communes ⁽³⁾, chaque année les inondations font quelques dizaines de victimes et engendrent

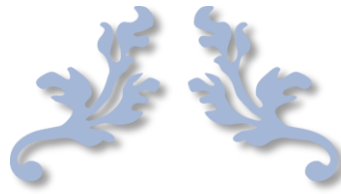
plusieurs milliards de francs de réparation. En 1935 à Toulouse, des inondations catastrophiques ont provoqué la mort de 200 personnes. En 1988 à Nîmes, des crues torrentielles et inondations pluviales ont provoqué la mort de 11 personnes et des dommages de 3.3 milliards de francs.

En Algérie, le risque d'inondation est parmi les défis majeurs qu'affrontent les agglomérations Algériennes situées aux pieds des versants dans les basses plaines ; aux embouchures des oueds. Les crues inondantes constituent un risque engendré par l'accroissement démesuré de ces entités urbaines sans infrastructures convenables en matière d'assainissement et de protection contre ce risque. La mémoire des Algériens garde la trace des crues souvent pénibles, parfois angoissantes ; celles du 12 octobre 1971 à Tizi-Ouzou, l'inondation du 11 novembre 1982 à Annaba, ou même celle du 10 novembre 2001 à Bab l'oued, au mois d'août 1997 à Batna et en 1963 à Biskra constituent de tels souvenirs ⁽¹⁾.

(1) : Presse , 2006.

(2) : Article de Johnson Bengue, Wal Fadjri-all Africa.

(3) et (4) : "Evènements hydrologiques extrêmes" 16, Istil 1, 2 décembre 2003.



Chapitre I

Présentation de la zone d'étude



Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

Quelque soit la nature de projet, l'étude du site est indispensable, pour avoir le maximum de données et pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet.

Alors la présentation de l'agglomération est une phase importante pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

I.1 PRESENTATION DE LA VILLE :

I.1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La ville de Biskra est située à 470 Km au Sud-Est d'Alger (Figure. I.1). Chef-lieu de Wilaya, d'une superficie de 21 671 Km², sa population est d'environ 600 000 habitants. Biskra est située sur les lignes 34,48° de latitude nord, à une longitude de 5,73°Est et à 87 m d'altitude.

Entre montagne et plaine, elle est un carrefour d'itinéraires historiques ralliant Sud et Nord ainsi que l'Est et l'Ouest. Elle est enchaînée par deux rivières : Oued Foddala descendant du djebel Belezma et l'oued Abdi descendant du Fjebel Mahmel qui parcourent 120kms pour arriver chacune de son côté au couloir "Faj" et qui donnent naissance à l'oued Sidi Zarzour.



-(a)- Situation géographique de la zone d'étude- (Source : Google Maps)

(b)- Limites administratives de la ville de Biskra - (Source : <http://www.nouara-algerie.com>)

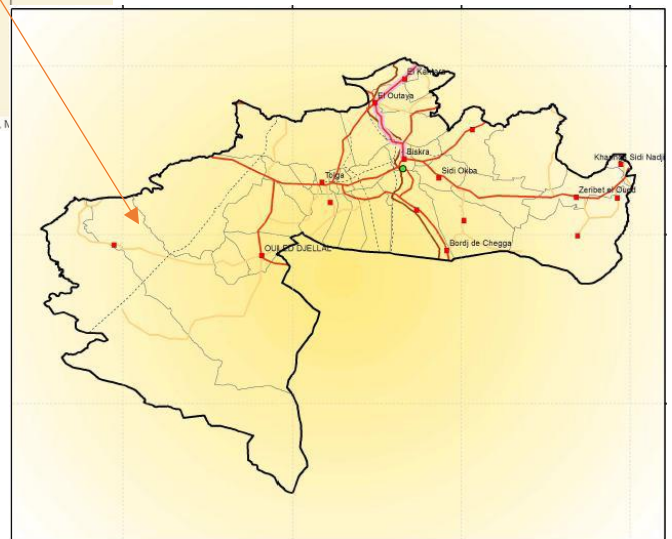


Figure I.1. Plan de situation du projet d'étude

-(a)- Situation géographique de la zone d'étude- (Source : Google Maps).

(b)- Limites administratives de la ville de Biskra - (Source : <http://www.nouara-algerie.com>)

La wilaya de Biskra est issue du découpage administratif de 1974 et comprend actuellement 12 daïras et 33 communes. Elle est limitée comme suit :

Tableau I.1. Situation administrative de la Wilaya de Biskra

Daira	Commune	Population	Superficie
Biskra	Biskra	218467	127,7
	El hadjeb	10760	208,1
Lotaya	Lotaya	11868	406,1
Jmourra	Jmourra	13359	250,8
	Branisse	4622	370,1
El Kantara	El Kantra	12129	239,1
	Ain Zaatout	4008	170,7
Sidi Okba	Sidi Okba	35604	254,1
	El Haouch	5464	754,9
	Chetma	14607	110,2
	Ain El Nagua	12784	507,8
Zribat El Ouedi	Zribet El Ouedi	23332	500,9
	Amziraa	8084	960,8
	El Faïdh	13549	1375,1
	Ksar Sidi Nadjî	3231	80,1
Amchouch	Amchouch	10739	504,4
Tolga	Tolga	59334	1214,3
	Bouchakron	13945	57,9
	Boredj Ben Azouz	13496	23,2
	Lichana	10479	39,6
Foughala	Foughala	13269	80,3
	El Ghrous	17434	237,6
Olued Djelal	Olued Djelal	67192	320,9
	El Daoussen	28308	621,6
	El Cheaiba	14188	1686,5
Sidi Khaled	Sidi Khaled	46025	217,3
	Besbes	11433	3633,6
	Ras el Miad	23332	4783,9
Ourlal	Ourlal	7911	190,1
	Amlili	6903	371,6
	Amkhadma	5809	151,6
	Oumacha	11131	816,8
	Lioua	22756	242,1

I.2.1. Population et activités :

La population totale de la wilaya est estimée à 775 797 habitants (2010), soit une densité moyenne de 36 habitants par Km².

- Population occupée (2010): 277 976 hab.
- Taux de chômage (2010) : 10,01%

- Répartition de la population occupée :
 - Administration : 37 169
 - Agriculture : 113 120
 - Services : 51 730
 - Bâtiments, Travaux publics et Hydraulique : 31 544
 - Industrie : 11 573
 - Autres : 32 382

I.3 Infrastructures de base existantes :

I.3.1. Réseau routier :

Tableau I.2. Réseau routier de la Wilaya de Biskra

Désignations	Longueur (km)
Routes nationales	550.10
Chemins de Wilaya	482.70
Chemins communaux	1356.94

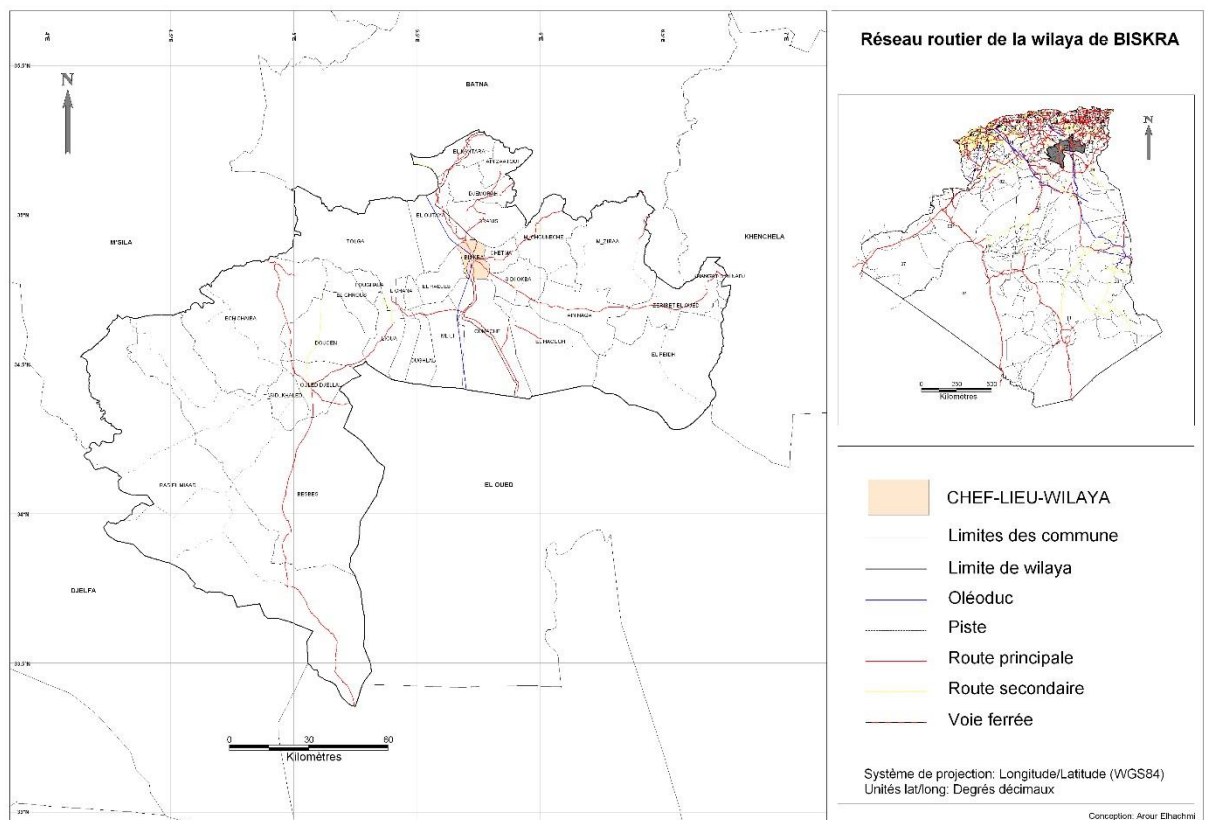


Figure I.3. Réseau routier de la Wilaya de Biskra (Découpage administratif de l'Algérie & Monographie)

I.3.2. Réseau ferroviaire :

Le chemin de fer traverse la wilaya du nord au sud sur une longueur de 130.13 km. Entrecoupées de trois stations, dont une majeure à Biskra, la seconde à Loutaya et la dernière à El Kantara. Il contribue à la revitalisation du mouvement économique entre les diverses wilayas du sud-est et du nord. Le tonnage transporté en 2010 est estimé à 7092 tonnes aller et 276 957 tonnes retour.



Figure I.4. Réseau ferroviaire de la Wilaya de Biskra
(Découpage administratif de l'Algérie & Monographie)

I.3.3. AEP et Assainissement :

- Taux de raccordement AEP : 92%
- Taux de raccordement Réseau d'assainissement : 90%

I.3.4. Foncier industriel :

- **Zone industrielle et d'activités :**

Tableau I.3. Activité industrielle dans la Wilaya de Biskra

Désignation	Nombre	Superficie en Ha
Zone industrielle	01	163.77
Zone d'équipement	02	70.83
Les parcs	02	147.46
Zone d'activités	12	272.27

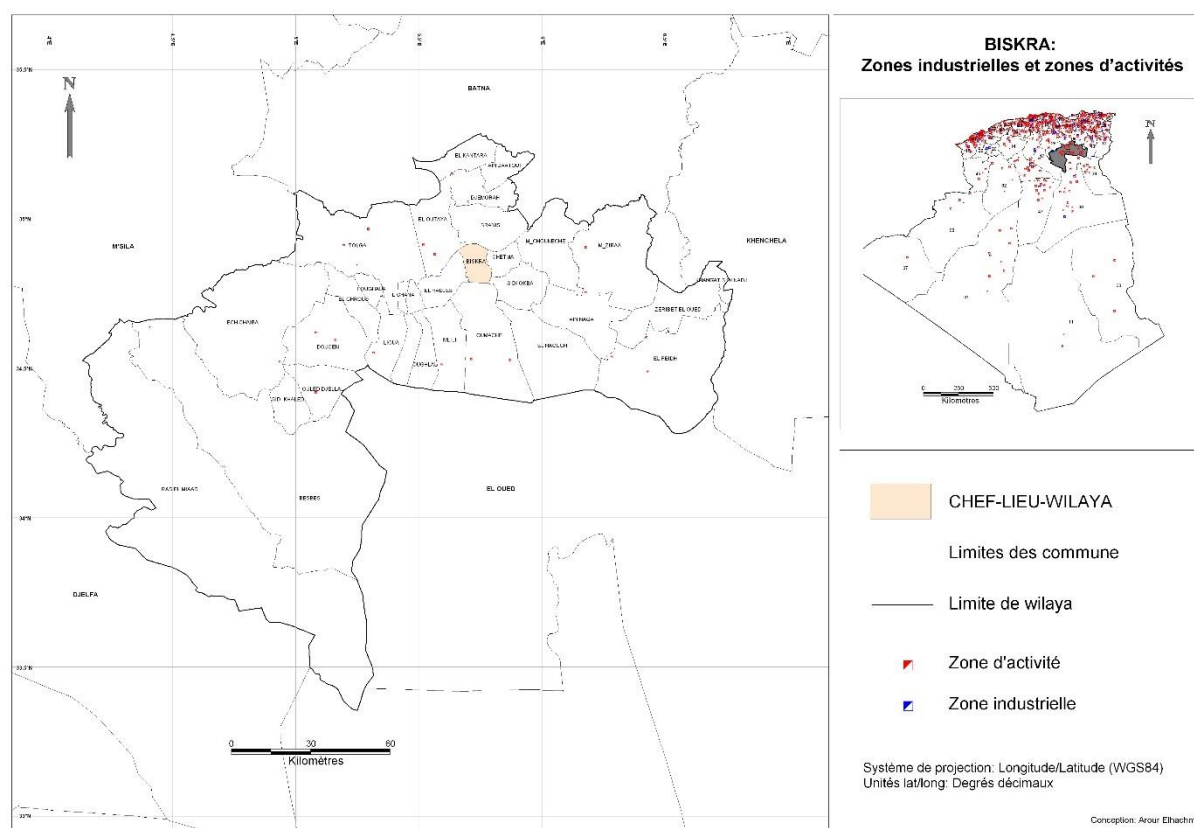


Figure I.5. Zones industrielles dans la Wilaya de Biskra
(Découpage administratif de l'Algérie & Monographie)

- **Principales industries :**

La wilaya dispose d'un tissu industriel diversifié avec 7 institutions du secteur public et 60 établissements privés ainsi que 26 mines utilisées.

La production du secteur de l'industrie concerne les matériaux de construction de bâtiment, la meunerie, l'industrie agro-alimentaire, la broderie, le tissage, l'artisanat, le bois, le papier et l'imprimerie.

- **Potentialités de développement :**

➤ **Industrie :**

Intégration de la wilaya dans la nouvelle stratégie industrielle compte tenu de la disponibilité du foncier, de l'eau et une production agricole croissante.

Développement de l'industrie de récupération et de traitement des déchets et de l'industrie plastique.

➤ **Agriculture :**

L'agriculture dispose d'un potentiel de développement majeur qui se traduit par :

- Un accroissement des superficies agricoles
- Une généralisation de systèmes d'irrigation économeurs d'eau, goutte à goutte, aspersions à travers 50 000 ha à l'horizon 2010.
- Un encouragement des exportations notamment pour la datte et les légumes frais (labellisation de la datte de Deglet Nour).
- La mise en service d'un centre d'insémination artificielle à Ouled Djellal.

➤ **Tourisme :**

- Les potentialités touristiques et artisanales importantes de la région appellent à une valorisation de ce patrimoine permettant notamment la création d'emplois conséquents.

I.4 Géologie de la région d'étude :

La région de Biskra constitue un pays de transition entre les domaines sahariens et telliens.

Au Nord s'étend le bâti atlasique, plissé, orienté Sud-Ouest - Nord Est, au Sud s'étend les étendues planes (regs, ergs, plateau) sous tendues par le socle africain.

I.4.1.Stratigraphie régionale :

Sur la base de l'étude géologique faite par Gouskov (1964) sur la région de Biskra nous citons les principales strates repérées dans cette région, en allant du plus récent vers le plus ancien.

I.4.1.1 Dépôts quaternaires :

- **Dépôts du quaternaire actuels :**

Ils se présentent sous forme de croutes dont le dépôt se poursuit sans doute encore de nos jours, ce sont des formations calcaro-gypseuses atteignant jusqu'à deux mètres d'épaisseur. Elles occupent les piémonts (Tolga. Bouchagron. Lichana. Ain Ben Noui).

- **Dépôts du quaternaire ancien (Terrasse) :**

Cette terrasse est bien développée dans la partie Est de la région, vers L'Oued Biskra. Elle est principalement formée de poudingues remplacés progressivement par un dépôt sableux et argileux vers le Sud de Biskra.

I.4.1.2 Les formations tertiaires :

Il est représenté par poudingues, des bancs de grés et d'argiles sable proximité des massifs (Chetma, Chaiba et Ouled Djallal) passant à des couches rouges sableuses et gypseuses dans la plaine.

Il est également représenté par la croute calcaro-gypseuse englobant souvent des masses de poudingues, des sables et des graviers dans le Sud de L'Oued Djedi.

- **Miocène :**

Miocène supérieur (Pontien) : Il affleure seulement dans la dépression (combe) de l'anticlinal du Djebel Bou Rhezal.

Il est représenté par des argiles et marnes multicolores souvent très sableuses. C'est un dépôt continental détritique : argiles, sables, graviers et marnes.

- **Paléogène :**

- **Eocène moyen (lutétien) :** C'est un dépôt exclusivement lagunaire représenté par des argiles, du gypse en couches épaisses, des anhydrites et des calcaires dolomitiques. Les couches gypseuses et calcaires sont très développées dans la région d'Ouled Djellal.

- **Eocène inférieur (Yprésien) :** Sa puissance varie entre 150 et 200 mètres. Ce sont des calcaires blancs riches en silex noirs ; ils affleurent au Nord de Tolga.

I.4.1.3 Les formations secondaires :

- **Le crétacé supérieur :**

- **Le Sénonien supérieur :**

Il est représenté par des calcaires cristallins et dolomitiques en couches très épaisses, des intercalations lagunaires marneuses et gypseuses très nombreuses à l'Ouest (djebel Gourara et sur le flanc Nord du Djebel Bou Rhezal). Ce sont des calcaires maestrichtiens reposant sur les marnes noirâtres du campanien (à dalaat el hamra).

- **Le Sénonien inférieur :**

Il affleure sur le flanc Nord de Djebel Bou Rhezal, Sa puissance est de 300 à 400m. Ce sont des calcaires gris ou blancs alternant régulièrement avec des marnes grisâtres, parfois gypseuses.

- **Turonien :**

Il est représenté uniformément dans toute la zone montagneuse par un niveau de 200 à 300m d'épaisseur composé de calcaire cristallin de calcaire marneux et de calcaire dolomitique.

- **Cénomaniens :**

Ce terrain affleure aux deux extrémités de la région de Biskra, surtout au niveau de la combe du djebel Bou Rhezal et au Nord est du Bordj Chaïba, sa puissance est de 500 m. Ce sont des calcaires marneux avec intercalations marneuses et gypseuses.

- **Le crétacé inférieur :**

- **Albien :**

Il affleure dans la combe de l'anticlinal du Djebel Bou Rhezal et au Nord de Chaiba. Il est constitué en majeure partie par des grès rouges ou gris avec intercalation d'argile rouge, sa puissance est d'environ 250 m.

- **Aptien :**

Cette couche est visible seulement vers Chaiba, elle présente un faciès lagunaire avec intercalation marine, il est constitué par des argiles et des marnes multicolores, des anhydrides, des calcaires dolomitiques et des dolomies. L'épaisseur de ce dépôt est d'environ 60 m

- **Barrémien :**

Cette couche affleure uniquement vers Chaiba. Elle est constituée par les grès rouges avec quelque intercalation argileuse.

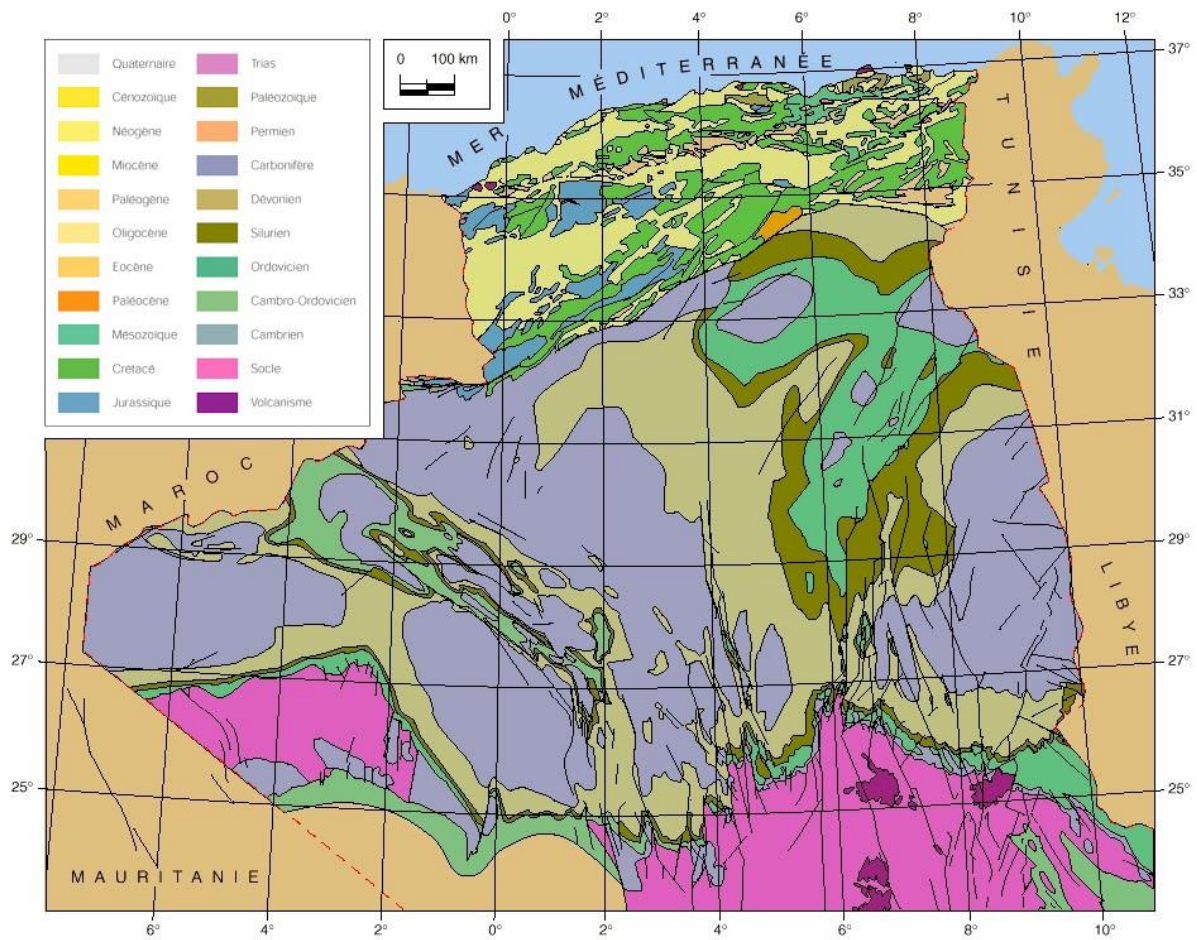


Figure I.6. Carte géologique de l'Algérie (Geoforum)

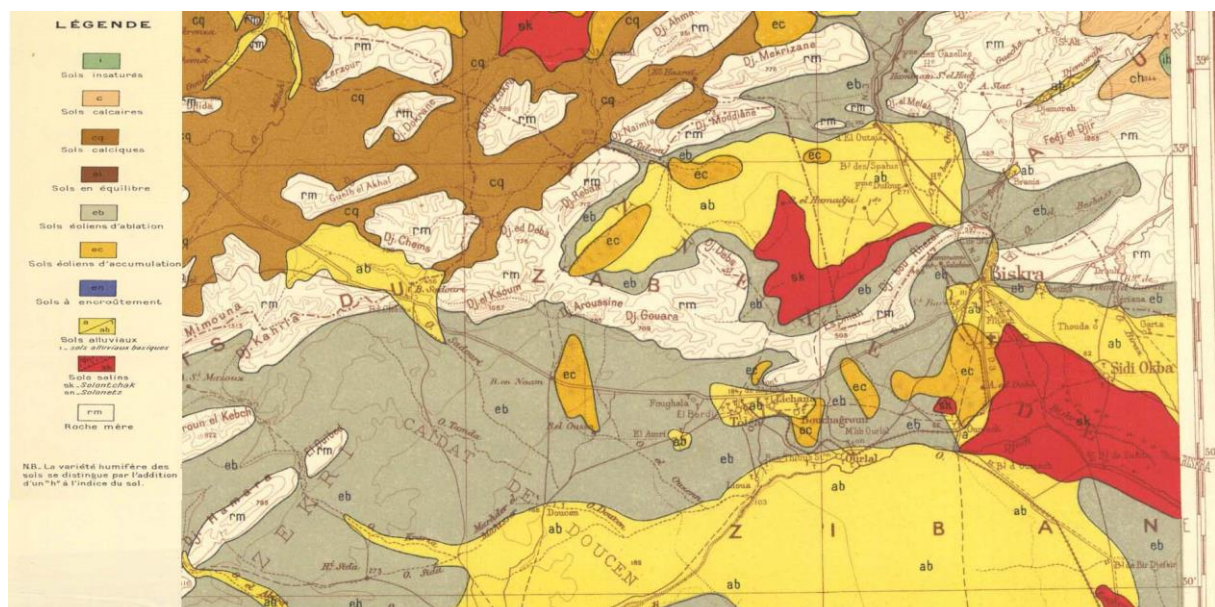


Figure I.7. Carte géologique de la région de Biskra

i-Sols insaturés

c-Sols calcaires

cq-Sols calciques

eb-Sols éoliens d'ablation

ec-Sols éoliens d'accumulation

en-Sols à enrochement

a/ab¹ – Sols alluviaux (¹ Sols alluviaux basiques)

sk-en – Sols salins (sk : Solontahak ,en : Solonetz)

rm-roche mère

I.4.2. Sismicité :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par la wilaya et par commune, soit :

- **Zone 0** : Sismicité négligeable
- **Zone I** : Sismicité faible
- **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne
- **Zone II** : Sismicité élevée

La carte sismique de l'Algérie représente les zones sismiques globales des différentes wilayas.

Cette classification, situe la wilaya de Biskra dans la zone sismique I, qui est d'une sismicité faible.

I.5 Géomorphologie et relief :

La région de Biskra constitue la transition entre les domaines atlasiques plissés du Nord et les étendues plates et désertique du Sahara au Sud. Elle se présente, en générale comme un piémont sans relief marqué, qui relié par une pente douce ; les chaines atlasiques aux étendues sahariennes du Sud.

Le relief de la région de Biskra est constitué de quatre grands ensembles géographique (Anonyme., 2003) qui s'étendent du Nord vers le Sud :

- Les montagnes :

Les zones de montagnes qui se subdivisent en deux parties sont constituées par les Massifs de l'Aurès et les monts du Zab se trouvent au Nord de la wilaya.

- Les plateaux :

Les plateaux de la wilaya de Biskra sont localisés en grande partie à l'Ouest de la wilaya, ils s'étendent sur une superficie 1 210 848 Ha.

- Les plaines :

Occupent la partie centrale de la wilaya de Biskra, elles couvrent presque la totalité des daïras El Outaya, Sidi Okba et Ouled Djelal.

- Les dépressions :

Elles constituent une assiette où se forment des nappes d'eau très minces ainsi que des chotts comme chott Melghir.

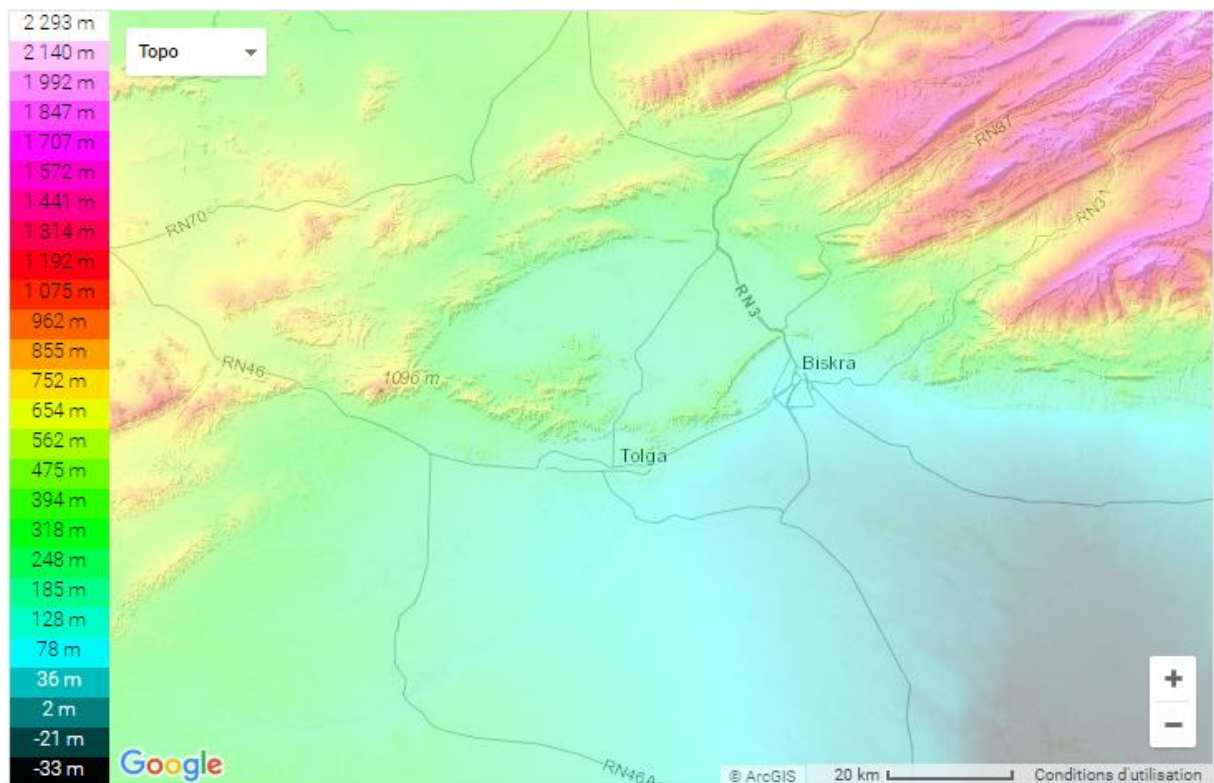


Figure I.8. Topographie de la région de Biskra (Google Maps ,2017)

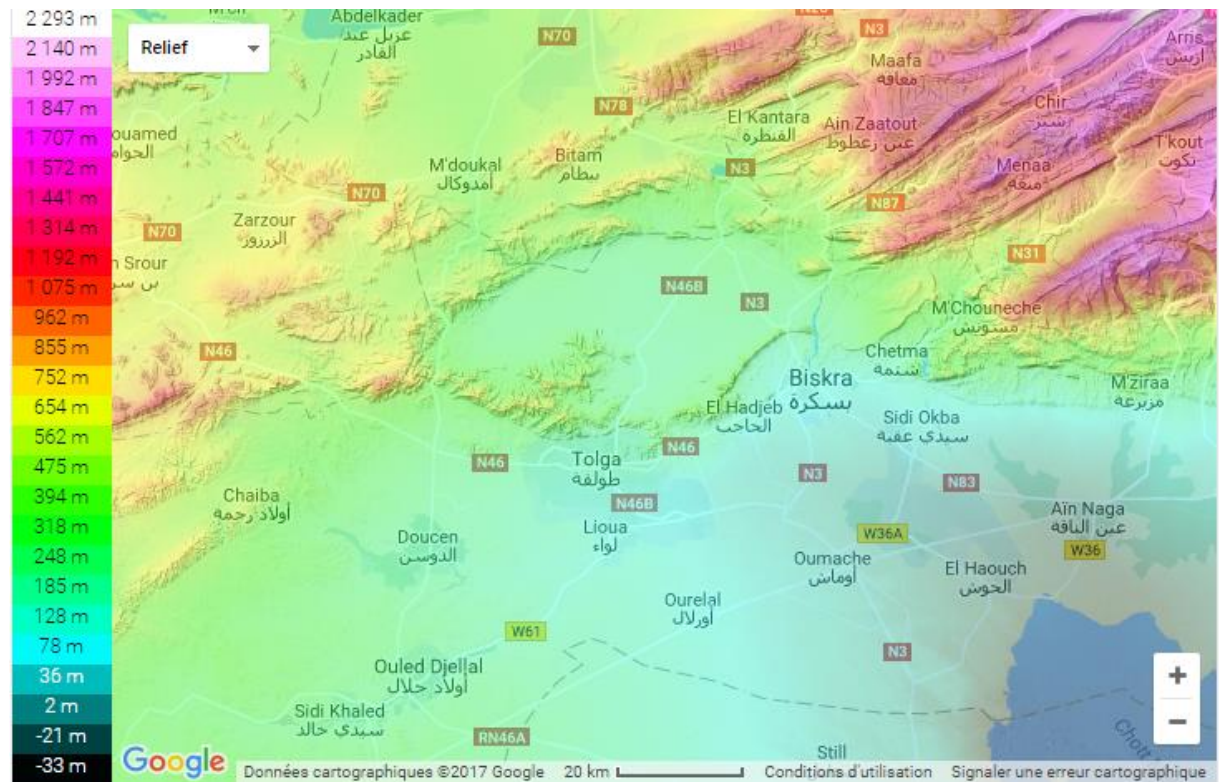


Figure I.9. Reliefs de la région de Biskra (Google Maps ,2017)

I.6 Réseau hydrographique :

D'après Hannachi et Bekkari (1994), la région de Biskra est drainée par une série d'Oueds dont les plus importants sont :

- Oued Djdei.
- Oued Biskra.
- Oued El-Arabe.
- Oued El-Abiod.

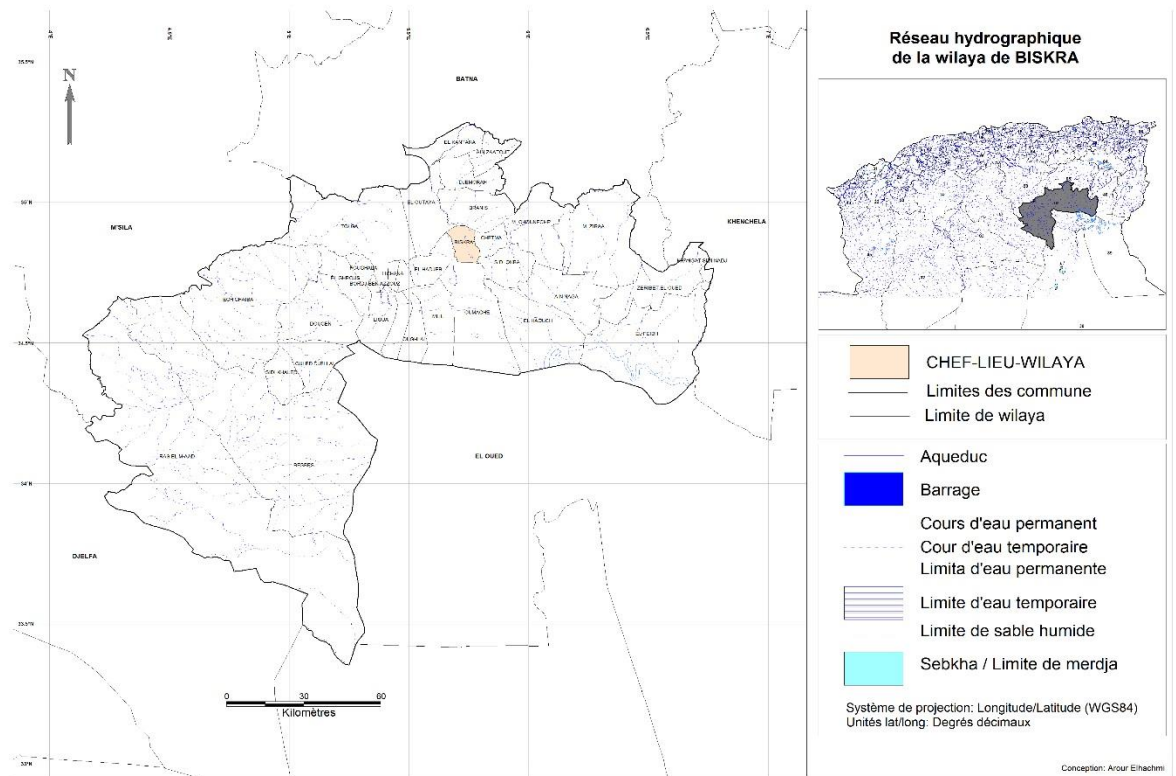


Figure I.10. Réseau hydrographique de la Wilaya de Biskra
(Découpage administratif de l'Algérie & Monographie)



Figure I.11. Image satellitaire montrant Oued sidi Zarzour
traversant la ville de Biskra (Source Google Earth 2017)

I.7 Hydrogéologie de la zone d'étude :

I.7.1. Les nappes phréatiques du quaternaire

Elles se localisent généralement dans les accumulations alluvionnaires. Le substratum formé par une succession plus au moins épaisse d'argiles emprisonne les eaux.

Leur zone d'alimentation est difficile à préciser, cependant Tolga, est alimentée par la nappe des calcaires sous-jacente.

La plupart des eaux de cette nappe entrent dans la catégorie salée.

Ces eaux se classent parmi les eaux chlorurées alcalins et sulfatées calcaro-magnésiennes.

I.7.2. La nappe des sables :

Elle fait partie des formations hydrogéologiques continentales les plus récentes du Sahara, d'âge tertiaire à quaternaire, le mur de cette nappe est constitué de l'éocène lagunaire : écran imperméable marno-évaporitique. Le toit de ce système est recouvert de dépôts alluvionnaires peu épais de croute gypseuse et de sable.

Le caractère chimique des eaux de cette nappe se rapporte au type sulfaté alcali, sulfaté calcomagnésien et sulfaté calcique.

I.7.3. La nappe des calcaires

C'est la mieux connue depuis longtemps grâce à ses exutoires naturels tels que les sources d'Oumache, Mlili, Megloub. C'est aussi la nappe la plus exploitée dans la région. Elle a subi une baisse de niveau piézométrique, suite à sa surexploitation, ce qui a entraîné actuellement le tarissement des sources situées en haut de ce réservoir.

I.7.3.1 La nappe profonde du « continental intercalaire »

Dite souvent « Albien » est exploité actuellement par les forages de Sidi Khaled. Le niveau aquifère capte l'albien à 1500-2000m d'épaisseur. Son eau couteuse en raison de palmiers.

Elle a un trait marquant qui est son volume considérable du à la fois à son extension et son épaisseur.

I.8 Situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques

Le climat de la wilaya de Biskra est de type Semi - désertique à désertique avec des étés très chauds et secs et des hivers froids et secs.

Pour l'analyse des paramètres climatiques de la zone d'étude nous avons utilisé les données de la station météorologique de Biskra. Les caractéristiques de la station météorologique de Biskra sont portées dans le tableau suivant :

Tableau I.4. Caractéristiques de la station de Biskra

<i>Station</i>	<i>Altitude</i>	<i>Longitude</i>	<i>Latitude</i>
<i>Biskra</i>	<i>82 m</i>	<i>5° 44'E</i>	<i>34°48'</i>

I.8.1. Les températures :

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

Le tableau ci-dessous illustre les différentes températures moyennes mensuelles et annuelles en (°C) pour la période (1994-2010).

Tableau I.5. Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Tmoy	11,80	12,99	17,45	20,11	26,37	31,76	35,29	34,40	27,94	23,01	16,51	12,73	22,52

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

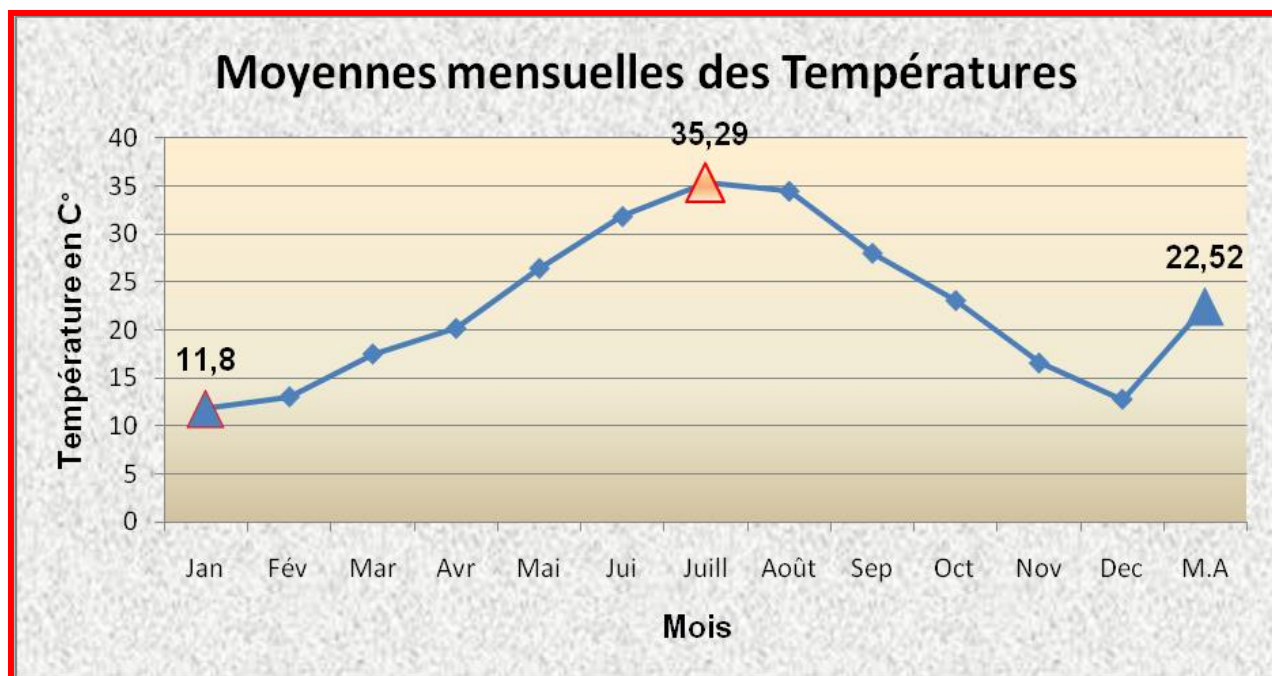


Figure I.12. Moyennes mensuelles des températures

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 11,80°C en janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 35,29°C en Juillet. La moyenne annuelle est de 22,52°C.

I.8.2. Précipitations :

La moyenne des précipitations mensuelles et annuelles de la région d'étude atteint 130 mm, les pluies sont généralement des pluies irrégulières.

Tableau I.6. Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations période 1994-2010

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Précipitations (mm)	33,97	10,96	8,32	14,55	13,42	1,95	2,16	0,88	32,66	7,78	8,38	13,71	148,75

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier (**33,97 mm**), tandis que le minimum est atteint au mois d'aout (**0,88 mm**). La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de (**148,75mm**).

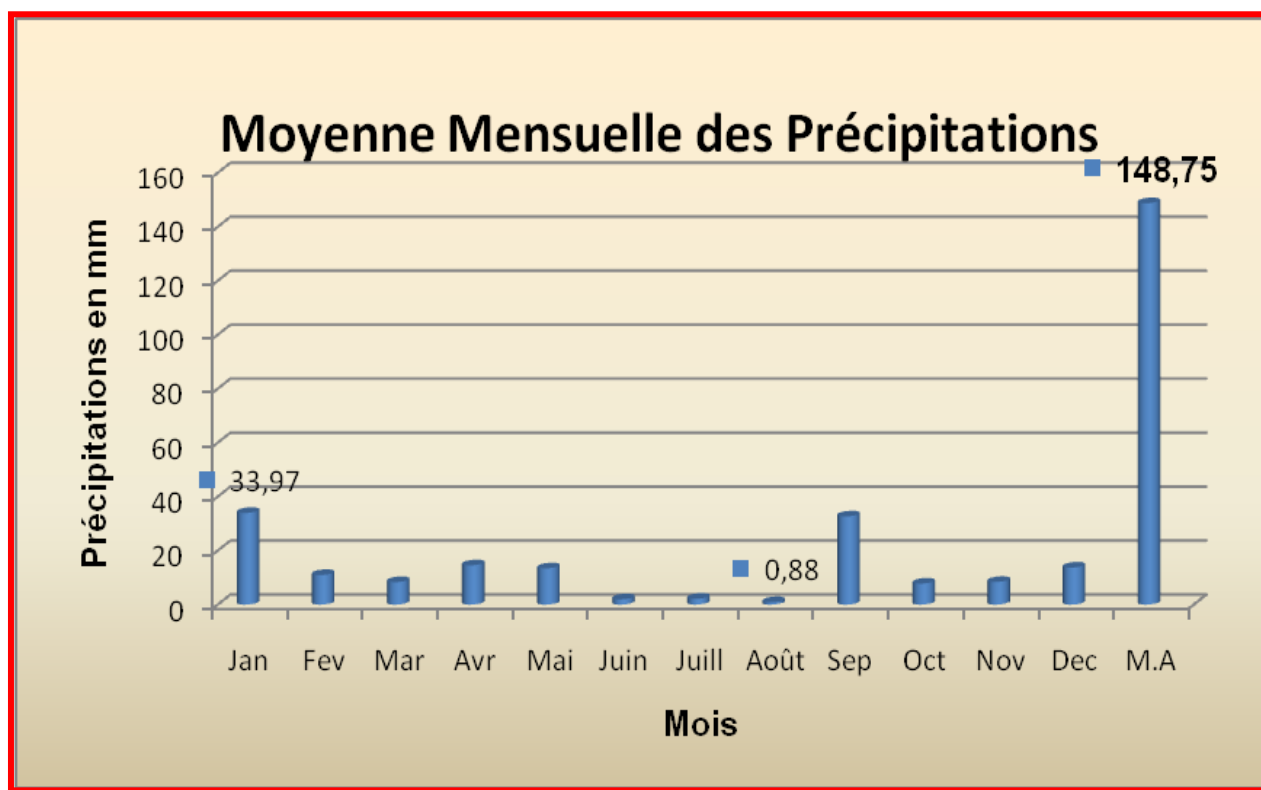


Figure I.13. Moyennes mensuelles des Précipitations

I.8.3. Les vents :

Les vitesses moyennes mensuelles du vent sont généralement modérées. Elles varient entre 3,51 à 5,38 m/s.

Sur toute l'année les vitesses des vents sont relativement élevées dans la région de Tolga.

Le tableau ci-dessous illustre les vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s pour la période (1994-2010).

Tableau I.7. Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
V (m/s)	4,12	4,42	5,38	5,32	4,87	4,36	3,51	3,61	3,70	3,64	3,75	3,81	4,20

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

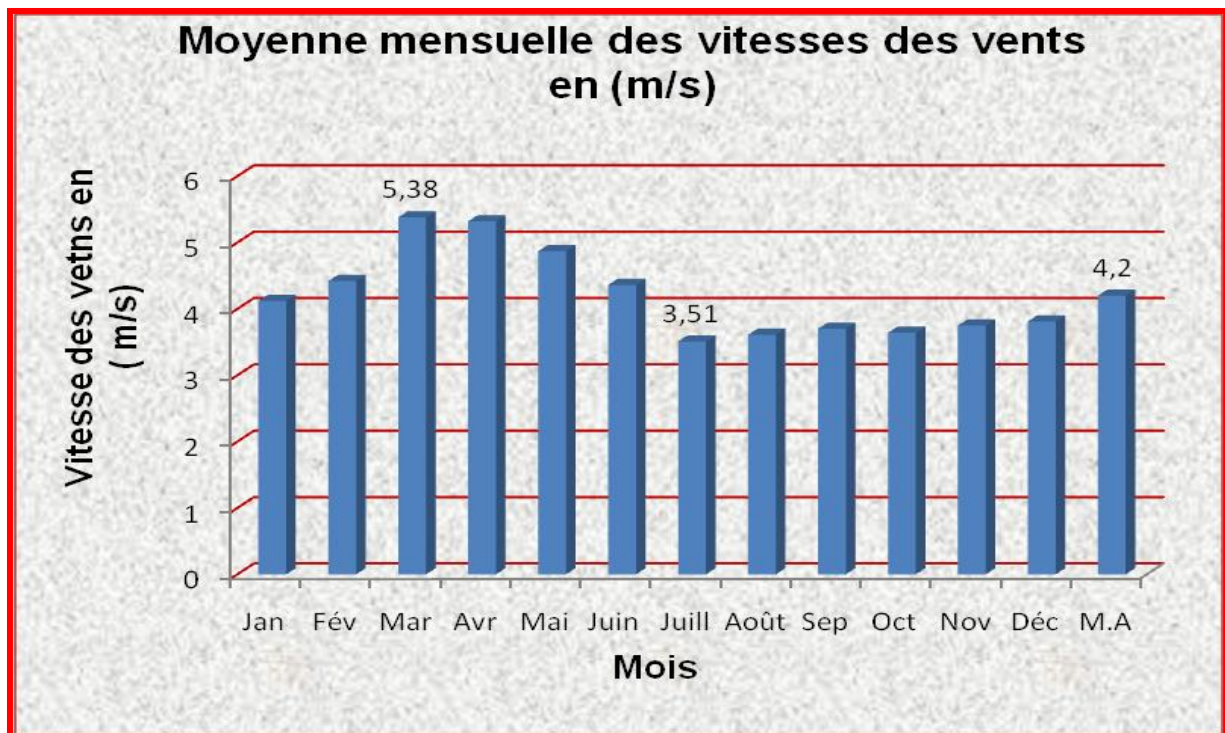


Figure I.14. Moyennes mensuelles des vitesses des vents en (m/s)

Au pied de l'Atlas saharien, les vents d'hiver dominants sont de Nord-Est à Nord-Ouest en passant par le Nord, en été ils sont de Sud à Sud-Ouest.

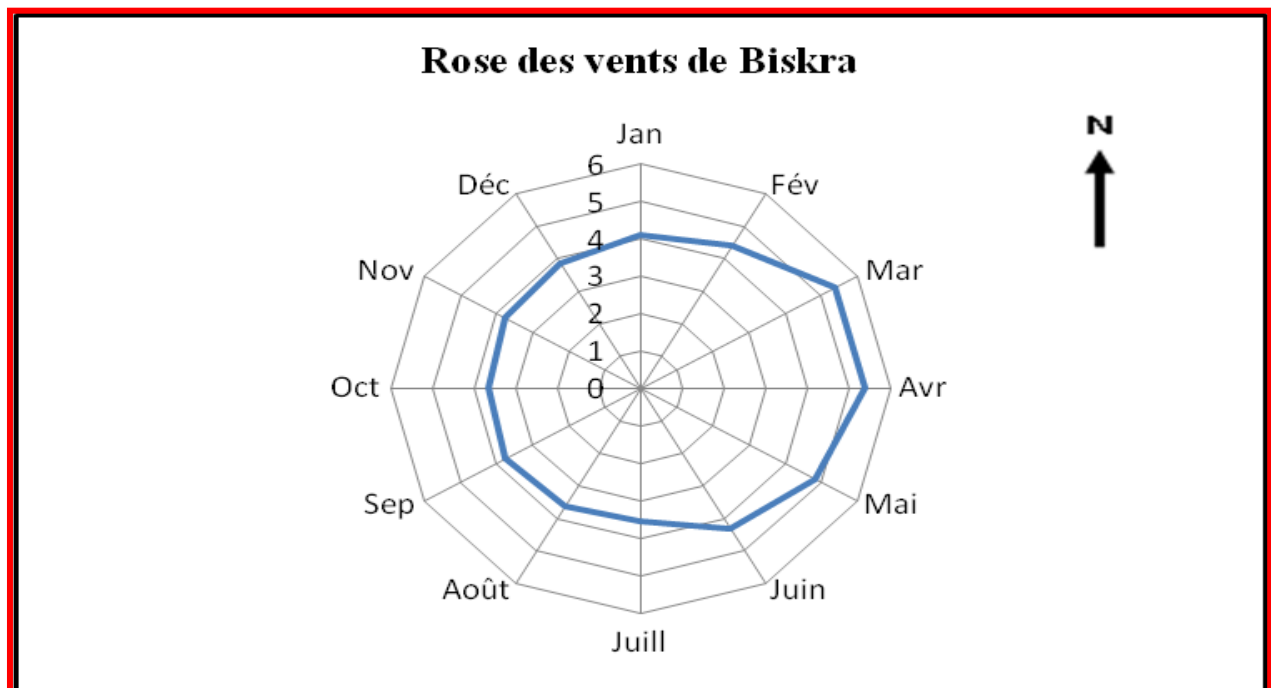


Figure I.15. Rose des vents

I.8.4. L'évaporation :

Dans notre aire d'étude, l'évaporation s'avère un paramètre très important, elle augmente la charge polluante par diminution du débit à traiter, donc elle peut être néfaste.

Tableau I.8. Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Evap (mm)	113,31	129,06	184,12	233,37	311,25	357,25	407,5	382,43	272,12	191,37	135,62	90,75	2808,18

Source : ONM

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation est importante en été vu les grandes chaleurs au sud. Elle atteint son **maximum** au mois de juillet avec une valeur de 407,5 mm et son **minimum** au mois de décembre avec une valeur de 90,75 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 2808,18 mm.

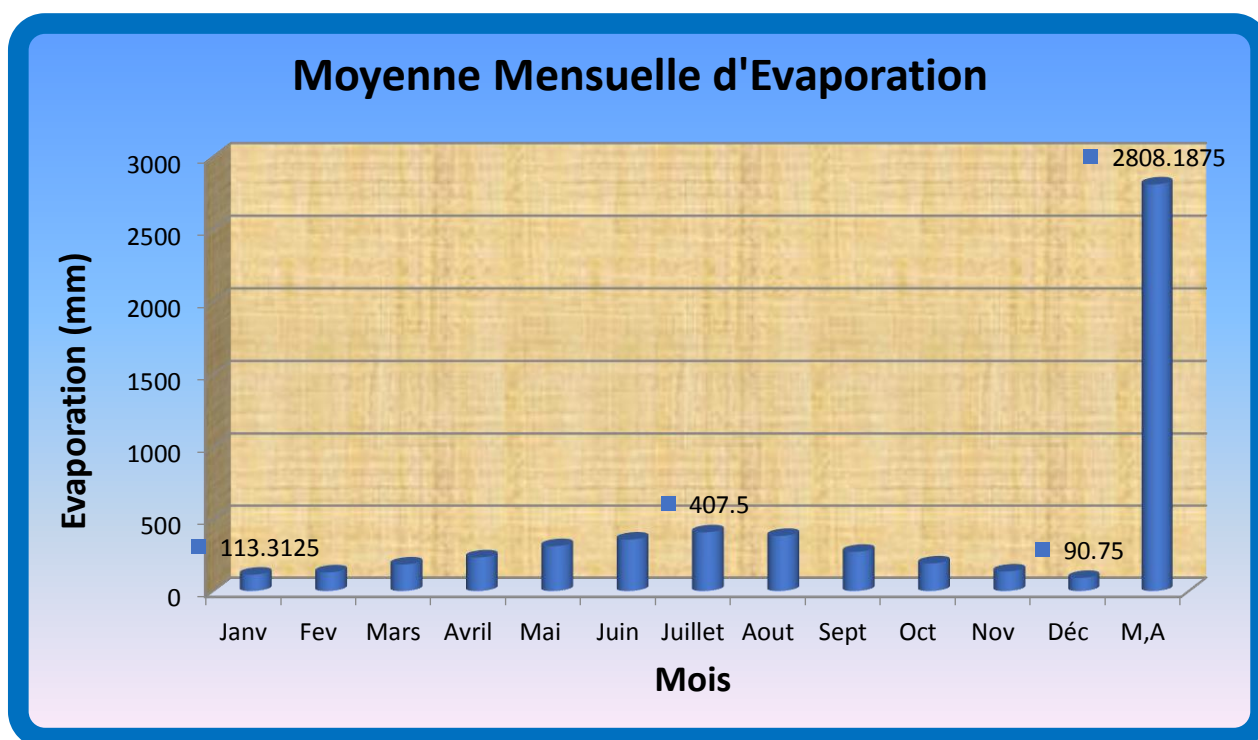


Figure I.16. Moyennes mensuelles de l'évaporation (mm)

I.8.5. L'ensoleillement:

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration et ce vu l'apport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'éléments fondamentaux.

Tableau I.9. Ensoleillement mensuel et annuel moyen (période : 1994 – 2010).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Ensol (h)	227,12	234,56	278,25	288,81	323,93	338,37	354,87	329,37	267,18	261,25	226,75	216,62	3347,12

Source: ONM

La valeur moyenne mensuelle **maximale** de l'ensoleillement a été enregistré au mois de juillet, elle est de l'ordre de 354 Heures ; tandis que La valeur moyenne mensuelle **minimale** de l'ensoleillement a été enregistré au mois de décembre, elle est de l'ordre de 216 Heures.

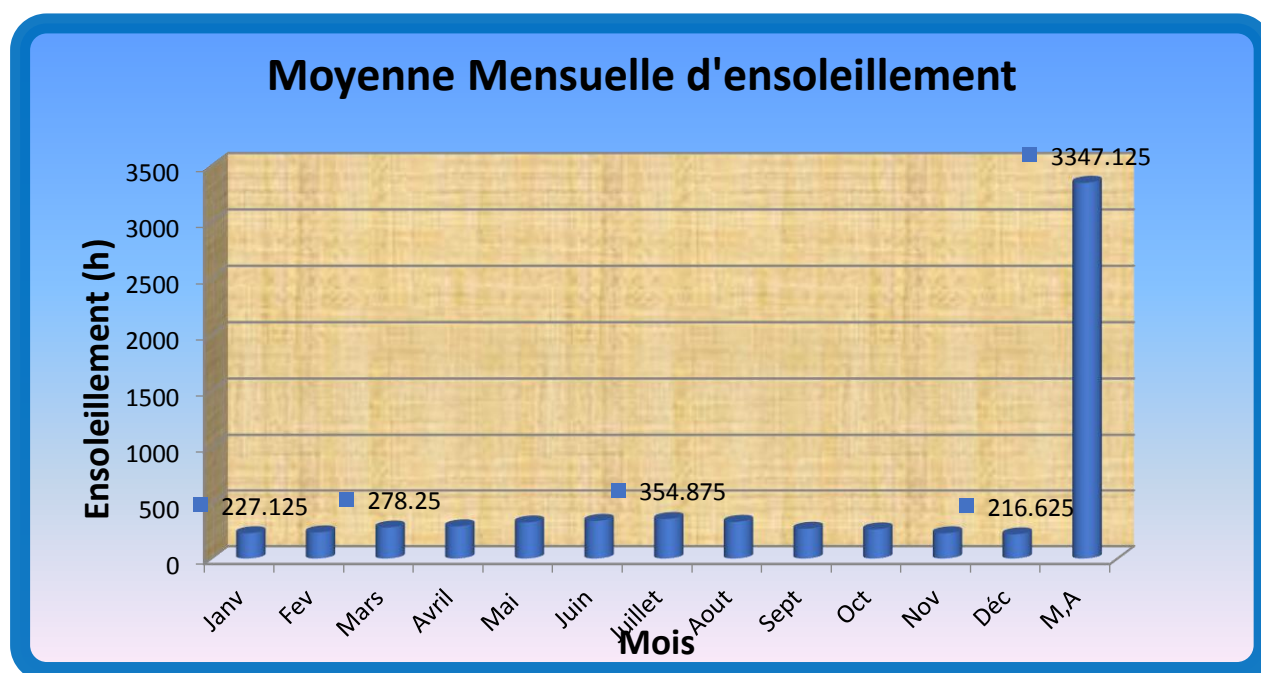


Figure I.17. Moyennes mensuelles d'ensoleillement (h)

❖ Synthèse climatique :

A travers les deux facteurs importants du climat, la température et la pluviométrie, trois paramètres peuvent être déterminés :

- L'Indice d'aridité
- Le Diagramme Ombrothermique
- Le Climagramme d'EMBERGER

A-L 'indice d'aridité de Demarton :

Il est défini par la formule suivante :

$$I = 12 P / (T + 10)$$

Avec :

P : Pluviométrie moyenne mensuelle

T : Température moyenne mensuelle

I : Indice d'aridité

Tableau I.10. Indice d'aridité

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
I (°C)	18,70	5,72	3,64	5,80	4,43	0,56	0,57	0,24	10,33	2,83	3,79	7,24

Le tableau ci-dessus met en évidence deux catégories :

- Une saison humide et courte s'étale du mois décembre, janvier et septembre dont l'indice d'aridité atteint le maximum (18,70°C) au mois de janvier.
- Une saison sèche et longue s'étale de février à novembre dont la valeur minimale est celle du mois d'Août (0,24°C).

B- Diagramme Ombrothermique :

En appliquant la formule $P = 2T$, le diagramme permet de déterminer la période sèche, où le mois sec est celui où le total moyen des précipitations est inférieur ou égal au double de la température moyenne mensuelle exprimée en degrés centigrades.

Quand la courbe de température est au-dessus de celle des précipitations, la zone délimitée représente la zone sèche.

Établi pour la station de Biskra, il ressort une période sèche qui débute du mois de Février jusqu'au mois de Novembre.

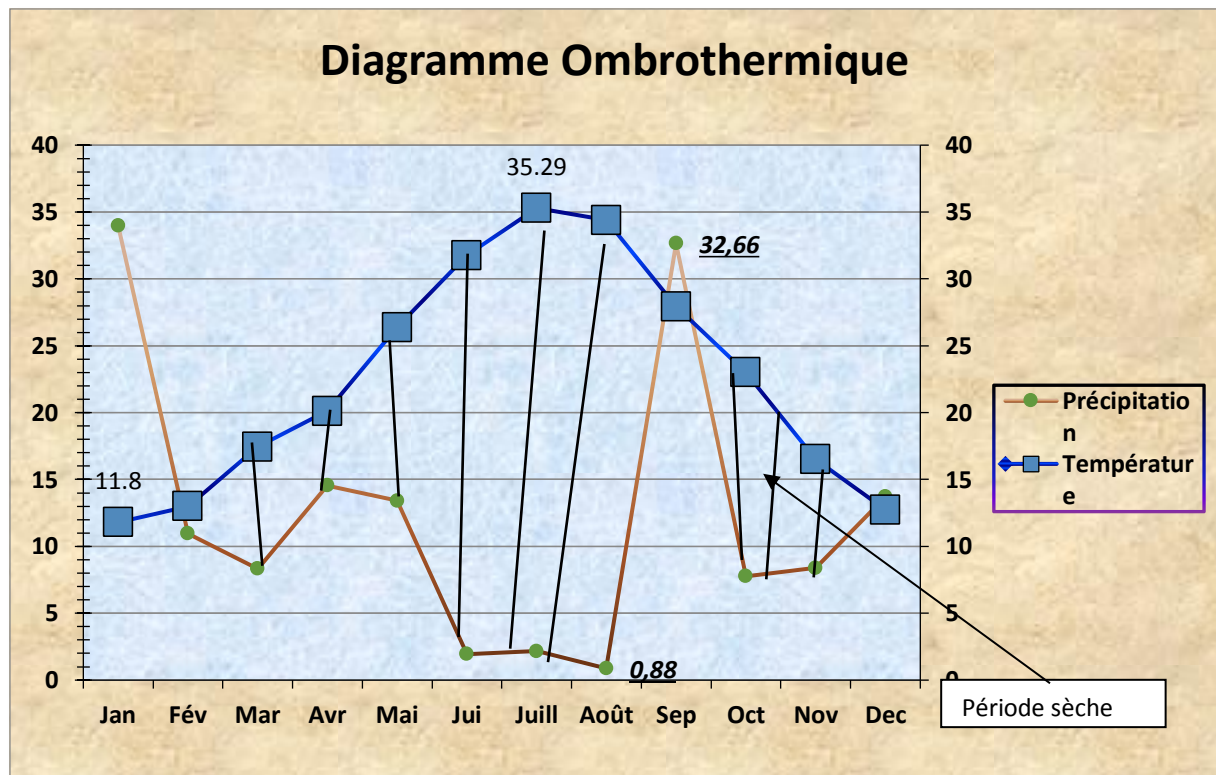


Figure I.18. Diagramme ombrothermique

C- Climagramme d'EMBERGER :

Son calcul se base essentiellement sur les températures et les précipitations. Ce quotient n'est applicable qu'aux climats de type méditerranéen. Mis au point par EMBERGER (1930), il s'exprime par la formule :

$$Q_2 = 2000 P / (M^2 - m^2)$$

Avec :

P : pluviométrie moyenne annuelle (mm). «148 ,75 mm »

M : Température moyenne des maxima du mois le plus chaud (°K). « 35,29 °C »

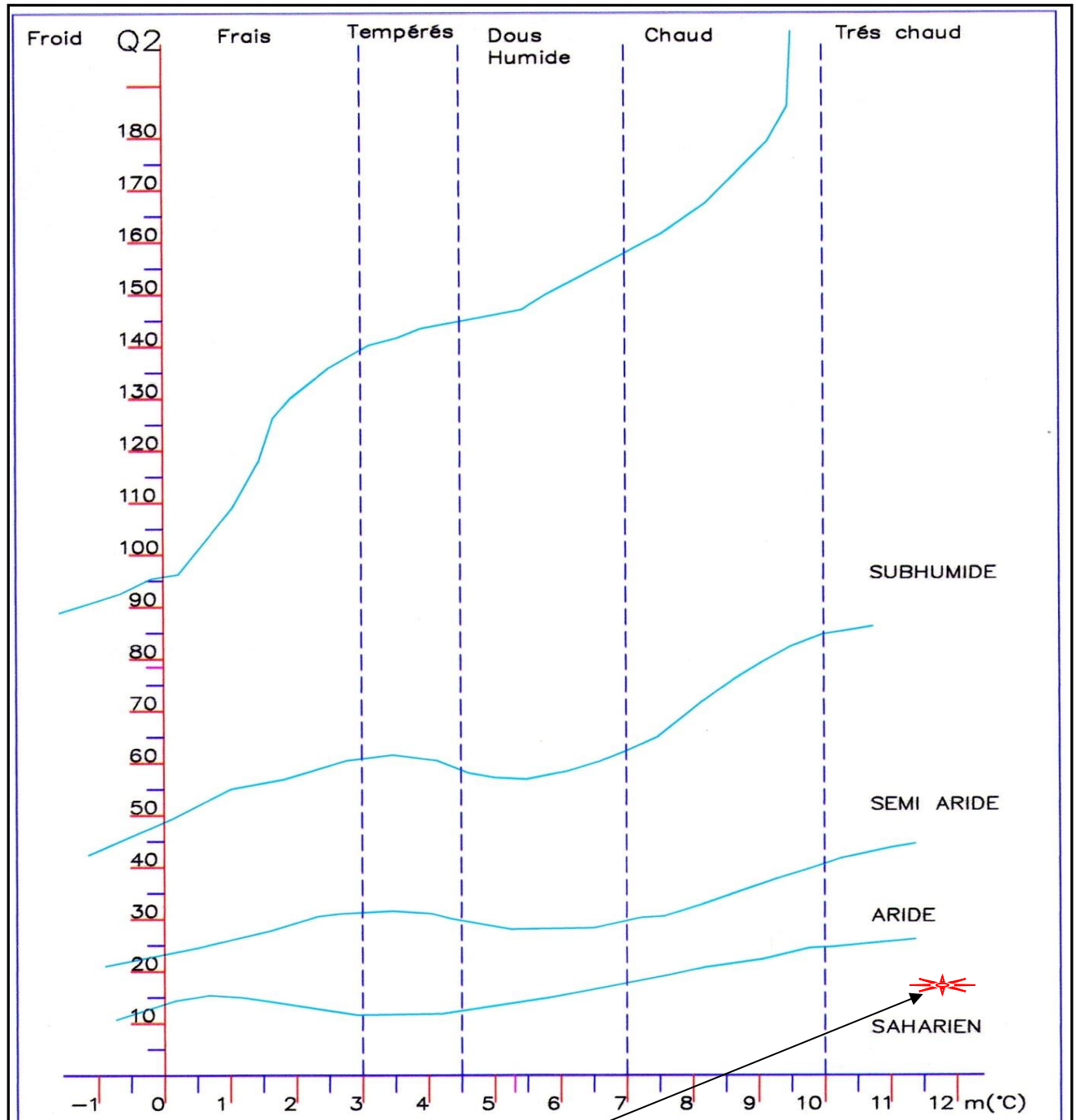
m : Température moyenne des minima du mois le plus froid (°K). «11 ,80°C»

En utilisant les deux valeurs Q_2 et m , EMBERGER a défini les étages bioclimatiques qui sont reconnus par référence à un Climagramme comportant un réseau de lignes séparatrices dans un espace orthonormé portant en ordonnées Q_2 et en abscisses le m . Le calcul du quotient pluviométrique donne les valeurs suivantes :

Tableau I.11. Quotient pluviométrique

Précipitations (mm)	m (°K)	M (°K)	Q ₂	Étage bioclimatique
148,75	284,8	308,29	18,78	Saharien

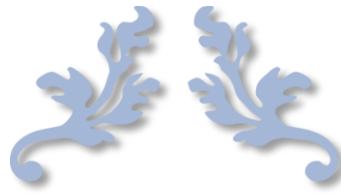
On constate que la région se caractérise par un climat saharien frais.



Zone d'étude

Conclusion :

Après collecte et examen des données concernant la zone d'étude sur le plan agglomération, conditions géographiques, topographiques et climatologiques, nous procédons à présent à élaborer une étude hydrologique qui consiste à aménager l'oued Sidi Zarzour (Oued Biskra) pour protéger l'agglomération de la ville de Biskra contre les inondations en temps de crues de l'affluent.



Chapitre II

Díagnostíc de Oued Sídí

Zarzour



Chapitre II : Diagnostic de L'Oued Sidi Zarzour

Introduction :

La ville de Biskra est traversée un oued principal peu aménagé. L'oued, dit aussi Oued Biskra est celui qu'on est en train d'aménager. Pour bien connaître notre étude, nous nous intéresserons à l'état actuel et aux caractéristiques de cet oued.

II.1. Régime d'écoulement :

Le débit moyen mensuel se caractérise par un minimum correspond au mois de juillet pour le sous bassin de Djemoura et en mois d'août pour le sous bassin de l'oued El Hai, alors que le maximum est situé en avril pour El Hai et en mois de mars pour Djemoura.

La variation mensuelle des débits moyens montre clairement que la période des hautes eaux est marquée au cours des trois mois successifs : mars, avril et mai du fait de l'importance relative des précipitations printanières. Alors que la période des basses eaux commence dès juin jusqu'à février, mais avec une augmentation relative des débits pendant les mois de septembre et octobre à cause des averses orageuses à la fin d'été (cette augmentation est très importante au sous bassin de l'oued El Hai) ce qui produit de graves inondations en cette période de l'année.

En plus de cette variation mensuelle des débits moyens, il apparaît que l'écoulement mensuel est extrêmement variable d'une année à l'autre surtout au cours de la période des hautes eaux. Le coefficient de variation mensuelle dépasse largement l'unité, il atteint en mois de septembre 2,49 à El Hai, cette valeur est de 1,86 en mois de mars à Djemoura, ce qui reflète une pluviosité irrégulière, qui tombe sous forme d'averses intenses engendrant des crues brutales et localisées, qui caractérisent évidemment les bassins à influence climatique semi-aride.

Du point de vue spatial, la variabilité de l'écoulement est liée au caractère aléatoire des précipitations (averses intenses et localisées) et aux nuances physico-géographiques, qui présentent le bassin de l'oued Biskra, car le débit d'un oued

dépend des impulsions pluviométriques et de la réponse de la structure physique du bassin (lithologie, géologie, couvert végétal et la déclivité du versant).

Le bassin versant de l'oued Biskra accuse des fortes variations de l'écoulement et avec des nuances géographiques sensibles : la variabilité la plus faible caractérise le sous bassin de l'oued Djemoura, ce qui atteste de la régularité intermensuelle de l'écoulement dans ce secteur.

La remontée du coefficient de variation de l'oued El Hai reflète le caractère orageux et localisé des précipitations, la réaction variable des terrains selon les formations lithologiques traversées (les formations calcaires du céno-manien supérieur, marno-calcaires du turonien à la vallée de l'oued Fedhala et des formations marno-calcaires gréseux du miocène au Sud d'El Outaya, Ain Touta et les pieds des montagnes) et l'influence des facteurs physico-géographiques.

II.2. Impact des crues sur la ville de Biskra :

Les processus de ruissellement superficiel, par refus d'infiltration semblent dominer en zone semi-aride, on a pu les mettre en évidence directement par l'observation et la mesure d'événement pluie-débit et indirectement à partir de l'analyse des facteurs morphologiques, géologiques lithologiques,...etc.

Après l'étude des crues de l'oued Biskra on étudiera les caractéristiques de cette ville et l'impact de ces caractéristiques sur le phénomène des inondations :

❖ Evolution de la population et l'urbanisation de la ville de Biskra :

En accédant à une description plus au moins détaillée du paysage urbain, les données d'observation de ceci ainsi que, celles de l'évolution de la population offrent une vision de la densité de la ville de Biskra et la possibilité d'évaluer le nombre de personnes concernées par une inondation.

Dès 1972, on constate en effet le renforcement d'une urbanisation tentaculaire engagée vers la palmeraie et surtout vers le Sud ; puisque la conurbation est déjà faite, avec les vieux noyaux traditionnels intérieurs à la palmeraie. Cette évolution anarchique de Biskra, qui prend l'allure d'un « désastre urbain » a induit une dégradation avancée du couvert végétal et menace durablement l'équilibre fragile de cette ville.

En fait, il apparaît que généralement plusieurs facteurs interfèrent pour former ces inondations : l'intensité et la répartition des pluies, la pente du bassin, sa géologie, sa lithologie ses conditions climatiques et sa couverture végétale ; qui accélèrent les écoulements. Un autre facteur qui est l'action de l'homme : le déboisement, l'imperméabilisation due au développement de la ville et l'évolution de sa population ; l'eau ne s'infiltre plus et surcharge les systèmes d'évacuation.

❖ Le réseau d'assainissement et son impact dans la genèse des crues dans la ville de Biskra :

La ville de Biskra est dotée d'un réseau d'assainissement relevant en totalité en système unitaire, ce réseau actuel couvre presque la totalité du périmètre urbain, à l'exception de quelques vieux quartiers (vieux Biskra, Nord d'El Alia et Sud de Sidi Ghezel), où les inondations trouvent leur chemin vue l'insuffisance ou le problème d'entretien du réseau.

Bref, l'entretien du réseau d'assainissement dans la ville de Biskra et son adéquation à la gestion des crues représentent actuellement des problèmes majeures. En effet, la majorité des bouches d'égout sont colmatées et provoquent ainsi des inondations par temps d'orage.

Le problème du réseau d'assainissement de la ville de Biskra ne s'adapte pas avec son urbanisation anarchique et donc, il aggrave le risque d'inondation dans cette ville en périodes d'averses

II.3. Définition des contraintes et obstacles :

Les contraintes constatées sur site qui peuvent influencer les inondations sur la zone d'étude (oued Sidi Zerzour) :

- ✓ L'existence des bâtis (habitations, local, etc.) au pré de l'oued.
- ✓ Plusieurs forages à l'intersection des deux oueds (Oued Jommora et Oued abdi) dite champ captant.
- ✓ Trois ponts existants qui lient la ville sur le côté Ouest avec coté Est et un pont en cours de réalisation.
- ✓ Plusieurs piliers électriques de haute tension et moyenne tension sur le lit major de l'oued.
- ✓ Une station de pompage avec deux réservoirs a l'amont d'oued.
- ✓ Une station d'épuration en cours de réalisation partie aval de l'oued.
- ✓ Un aéroport national en sud de la ville.
- ✓ Deux palmeraies sur la rive droite et la rive gauche à l'entrée d'oued.
- ✓ Une retenue collinaire totalement envasé.
- ✓ Une station énergétique.
- ✓ Une station de pompage.

On constate trois zones importantes à distinguer :

- **La première zone :**

C'est la zone à grand ou fréquent risque mentionnée par une couleur rouge. Elle est caractérisée par :

- L'oued Biskra qui est un oued à grand risque.
- Le lit moyen de l'oued Z'mor.
- Les zones situées à proximité des lits d'oueds que malgré la protection de cette zone par une murette de gabionnage sur la rive gauche, pour protéger plusieurs ouvrages hydrauliques et électrique, n'a pas pu résister aux crues de croisement des deux oueds El Hai et Djemoura qui donne naissance du oued Sidi Zerzour.

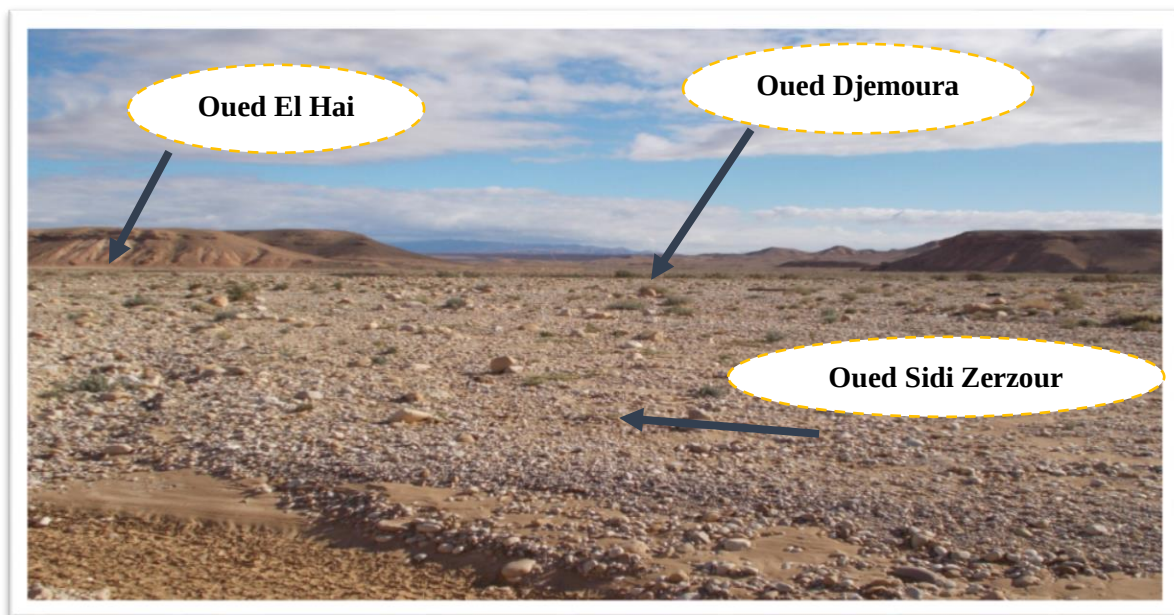


Figure II.1. Point de confluence des Oueds El Hai et Djemourah

On distingue qu'il y a plusieurs forages sur le lit d'oued totalement détérioré à cause des inondations ; une station énergétique et une station de pompage sont implantées au bord de la rive gauche de l'oued Sidi Zerzour, et plusieurs pilonnes électriques de haute tension et de moyenne tension traversent l'oued, qui sont au risque de détérioration pour chaque inondation.

- **La deuxième zone :**

C'est la zone à risque moyen présentée sur la carte par la couleur orange. Elle se compose des zones situées à l'Ouest et Sud-Est de la ville.

On constate l'existence de plusieurs des ouvrages très importants, parmi ses ouvrages on site :

- ✓ Trois ponts existants et un pont en cours de réalisation pour lier la ville cotés est avec le côté Ouest. Une protection a été réalisée pour protéger ces ouvrages qui jouent un grand rôle sur le plan économique et quotidien pour les habitants de la ville de Biskra, mais cette protection reste insuffisante.
- ✓ L'élargissement du tissu urbain.

❖ **Zone 3 :**

C'est la zone où le risque d'inondation est très faible, ou il n'y a pas de risque. Cette zone est présentée sur la carte par la couleur verte.

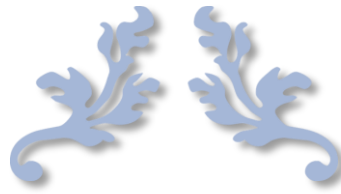
D'après cette carte, les enquêtes et les archives de la protection civile de la ville de Biskra, nous avons délimité la troisième zone inondable, qui résume les zones menacées par le risque d'inondations. Une certaine classification des espaces étudiés peut être proposée en se basant sur le critère de leur vulnérabilité au risque d'inondation.

Le début de cette zone est la partie amont du pont n°3 jusqu'au rejet de la station de traitement, on distingue que cette zone est une zone inondable, aussi elle subit plusieurs inondations lors d'une forte crue. L'oued Sidi Zerzour déborde des berges gauches et droites.

Conclusion :

D'après ce chapitre on est arrivé à connaître l'état actuel de l'oued à étudier et les différents obstacles et ses conséquences qui sont dû à l'activité urbaine, ce chapitre nous servira donc de moyen de diagnostic pour repérer les problèmes clés existants afin de minimiser les catastrophes liées à ces inondations que subie la ville à chaque crue. La

solution de projeter des ouvrages de recalibrage de débit à l'entrée de l'Oued ainsi que la protection des berge en choisissant le type de protection adéquat est donc à prévoir.



Chapitre III

*Etude géologique et
géotechnique*



Chapitre III : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction :

La géologie et l'hydrogéologie comme la plupart des sciences de la terre sont des branches interdisciplinaires pour notre étude, elles nous permettent de connaître d'une part la structure et la stratification des sols et d'autre part la situation hydrologique souterraine.

L'étude géologique d'un bassin versant vise à déterminer la perméabilité des formations lithologiques. Celle-ci intervient caractérise la vitesse de montée des crues, leur volume, ainsi que l'aggravation du phénomène d'inondation. Elle donne aussi des indications sur l'érodabilité des terrains, indication indispensable à l'évaluation des transports solides et l'envasement des ouvrages hydrauliques.

Une mission de reconnaissance sur site visera à établir un programme prévisionnel d'intervention dans le cadre de l'étude géotechnique afin de confirmer l'aptitude du site à recevoir des ouvrages d'un point de vue géologique (nature de l'assise de fondation au niveau du site d'implantation des ouvrages et la morphologie de l'étranglement) et géotechnique (comportement du sol et disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité).

III.1. Géologie :

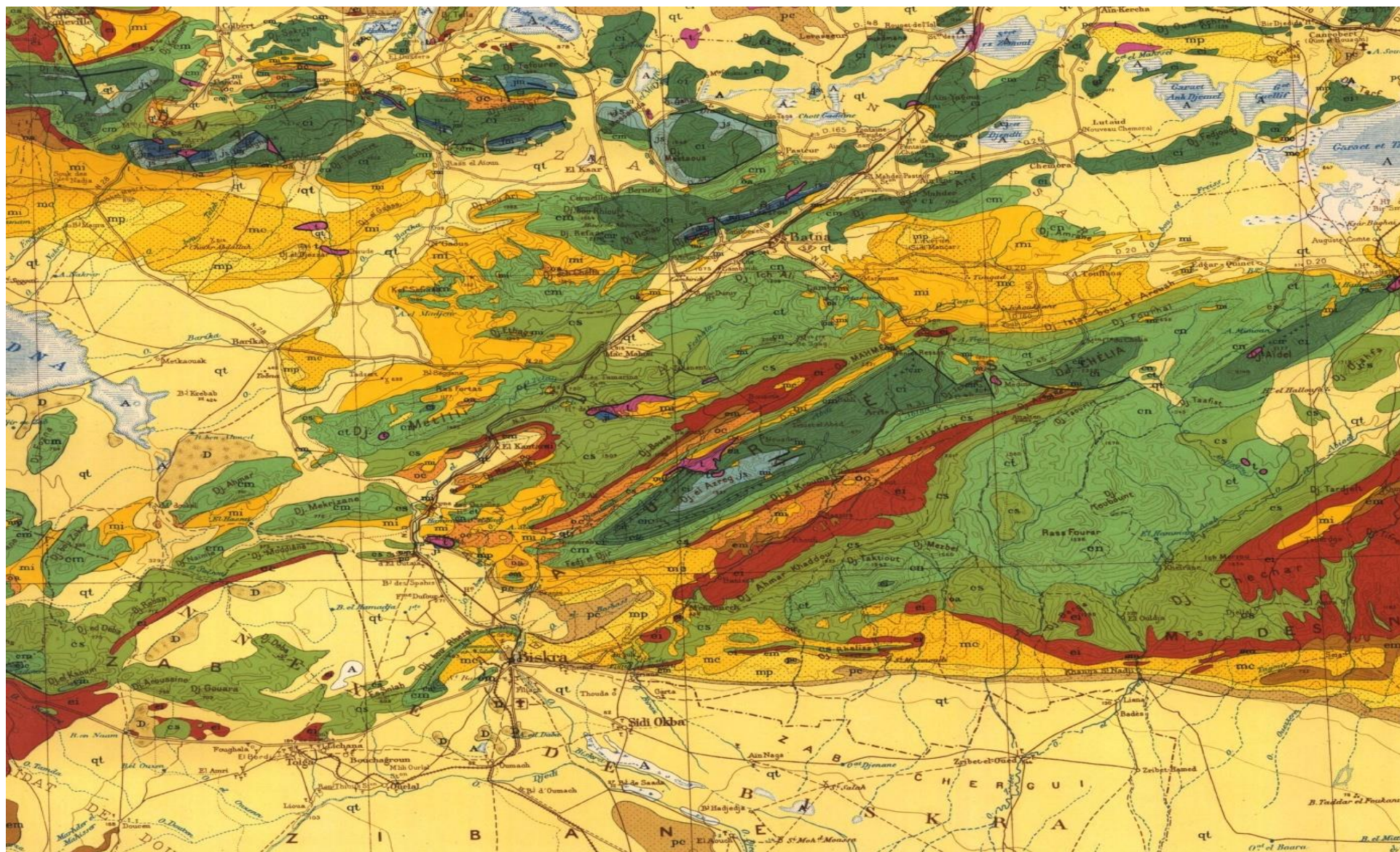
III.1.1. La structure du bassin :

La diversité des milieux topographiques du bassin d'Oued trouve son origine dans la constitution géologique et structurale de cette région. Les différents mouvements tectoniques qu'a connus cette dernière ont engendré le soulèvement des reliefs et l'affaissement des dépressions.

Le bassin d'Oued Biskra a été le siège d'une tectonique assez complexe, qui est relativement souple, ayant abouti à la formation des anticlinaux et synclinaux de direction générale NE-SO, ces structures font de la région une zone très tectonisée (R. Laffitte 1939).

III.1.2. Stratigraphie et aperçu lithologique global :

Les terrains les plus anciens qui affleurent dans cette région sont attribués au crétacé le plus récent et au quaternaire le plus ancien (R. Laffitte 1939) .



	m1 - Miocène inférieur marin	Marnes gypseuses, argiles gypseuses, grès, conglomérats ou microconglomérats polygéniques, calcaires argileux et calcaires micritiques.
	o - Oligocène	Marnes rouges à gypse, grès, conglomérats et brèches.
	c⁶ - Turonien	Calcaires à rudistes, alternance des barres calcaires et de combes marneuses.

Figure III .1. Carte géologique de l'Aurès (R. Laffitte, 1939).

III.1.2.1. Le Crétacé :

Il constitue les principaux affleurements des monts de Bellezma et Djebel Metlili, la série de crétacé inférieur est caractérisée par des roches gréseuses dures et des marnes tendres contenant par endroit des cristaux de gypse, elle affleure sur les sommets des monts de Bellezma, au Nord-Est de Thniet El Abed, au Sud-Ouest de Menaa, cette série est bien liée et attribuée au jurassique.

Alors que le crétacé supérieur qui s'étend du cénomanien au turonien est constitué essentiellement de marno-calcaire, il apparaît de dechra Tilatou (extrémité Nord du Djebel Metlili) et dans la vallée d'Oued Fedhala.

Le sénonien complet s'observe à El Kantara, où il fait suite au cénomanien-turonien étudiés précédemment, mais d'une épaisseur de 2200 à 2300 m, dont 350 m de mæstrichtien calcaire au lieu de 2900 m.

En s'éloignant vers l'Ouest, le sénonien s'amincit fortement au Djebel Bourhzel et n'a plus que 300 m de puissance d'Ouest en Est, d'une extrémité à l'autre du Djebel Azreg, le sénonien passe de 700 à 1400 m d'épaisseur.

III.1.2.2. Le Tertiaire :

Les terrains attribués au miocène non différencié affleurent largement dans le secteur d'étude, il s'agit d'une formation marneuse très puissante, qui se caractérise par deux assises d'épaisseurs très différentes et largement discordantes, l'une par rapport à l'autre :

- La première appartient au miocène inférieur, elle occupe les reliefs de Maafa, Djebel Mahmal et Kef Ed Darsa (au Sud d'El Kantara).
- La deuxième représente le miocène moyen et supérieur, sa puissance d'environ 1800 m dans le bassin de Djemoura, les marnes deviennent très gypseuses

annonçant ainsi les faciès évaporitiques du miocène terminal de Branis au Nord d'El Outaya au voisinage de Djebel El Felleg.

- L'éocène inférieur, d'une épaisseur variante entre 150 à 200 m, est représenté par des marno - calcaire, marnes, calcaires blancs riches en silices et souvent fissurés, il affleure à l'Est – Sud - Est de Djebel El Melah, où il est représenté par quelques dizaines de mètres de marnes jaunes, verdâtres légèrement gypseuses et des calcaires argileux. Cette formation affleure également à l'Est d'El Outaya les reliefs de Bouzina et le Nord d'El Kantara.
- L'éocène moyen est surmonté par une assise rouge grés-marneuse à la base conglomératique au sommet, dont l'épaisseur atteint au maximum 300 m, les séries détritiques rouges d'El Kantara pourraient alors représenter l'éocène moyen et pourraient être la base de l'éocène supérieur. Quant au pliocène, il se présente sous forme de vaste affleurement de grés et d'argiles-sableux, on le trouve le long de la rive de Biskra et Ras Chich.
- Le pliocène repose sur le miocène marneux, avec une légère discordance constituée par des grés, sables, argiles, marnes brunes et gypses, avec quelques poudingues, l'épaisseur de ces formations peut atteindre les 400 m. Dans le bassin d'Oued El Hai, il est caractérisé par une formation gréseuse épaisse de plusieurs dizaines de mètres, elle débute par quelques bancs de grés relativement tendres bruns rosâtres à petits galets, qui alternent avec des marnes gréseuses rosâtres.

III.1.2.3. Le Quaternaire :

Les terrains quaternaires sont très répandus dans cette partie, ces formations sont caractérisées par des conglomérates épaisses, des graviers-sableux et éventuellement des limons sableux contenant des galets de gravier, des alluvions sableuses et caillouteuses des lits des Oueds (elle atteint 25 m en bordure d'Oued Biskra) et Djebel Melah.

Le quaternaire moyen est représenté par des alluvions sableuses et argileuses dans toutes les grandes plaines, vers l'Oued Biskra. La terrasse du quaternaire ancien est bien développée elle est formée exclusivement par des poudingues aux alentours des montagnes.

III.1.3. Les caractéristiques lithologiques et la perméabilité des roches des sous bassins versants :

Les caractéristiques hydrologiques des sous bassins sont dans une large mesure influencées par la perméabilité des roches et des sols qui en dérive d'absorber l'eau et de la retenir de manière temporaire.

Les descriptions lithologiques abordées ici, sont inspirées en grande partie des notices des cartes géologiques à 1/50.000 de Batna, El Kantara et Biskra.

❖ Dans le sous bassin d'Oued Djemoura :

La distribution spatiale du matériel rocheux dans la vallée de cet Oued, n'est pas très différente de celle de l'ensemble de la région, les versants de la vallée à partir de Guerza jusqu'aux environs de Menaa sont constitués essentiellement de marnes vertes ou grises, avec des intercalations de bancs de calcaires, avec des épaisseurs qui varient de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. En amont de Menaa la lithologie devient assez variée, on trouve à côté des faciès marneux et calcaireux les faciès argilo-calcaires, en fait toute la localité de Menaa jusqu'aux environs d'Amentane est constituée des faciès diapiriques très érodables.

On trouve par ailleurs de vastes affleurements de dépôts miocène constitués surtout de conglomérats et des argiles rouges, qui occupent toute la rive droite d'Oued Abdi à partir de Chir ainsi que le fond de la vallée de Bouzina en amont de Menaa, toutes les zones cultivées en terrasses au fond des Oueds sont occupées par un matériel quaternaire constitué d'alluvions, qui ont évolué pédagogiquement en sols cultivables.

❖ Dans le sous bassin d'Oued El Hai :

Les formations calcaires du cénomanien supérieur et des formations marno-calcaires du turonien, ces formations apparaissent de dechra Tilatou et la vallée d'Oued Fedhala, des marno-calcaires gréseux du miocène affleurent au Sud d'El Outaya, Ain Touta et le Nord des tamarins, ainsi que les pieds des montagnes.

Les autres formations ont une extension très réduite : les masses de marnes associées aux conglomérats et calcaires sont représentées au Nord d'El Kantara.

En général, dans le bassin de l'oued Biskra on constat trois types de roches ou trois grands ensembles (figure 2).

III.1.3.1. Les formations imperméables :

Constituées des marnes, marno-calcaires et sols argileux de telles assises rencontrent dans la formation marno-calcaire turonienne et la formation marneuse miocène, ainsi que sous forme de divers recouvrements quaternaire (sols forestiers). Sur les zones de cette nature, l'infiltration doit être inférieur à 10% des précipitations, s'élève à 23% et 12% pour les sols à texture moyenne et lourde or ces derniers, plus hétérogènes que les terrains considérés et plus perméables qu'eux. Ainsi ces assises sont pratiquement imperméables, cependant de par leur nature argileuse, elles peuvent emmagasiner par imbibition une importante quantité d'eau. Ces formations occupent 38% de la surface totale soit 1059km², s'étendant sur la plaine d'El Outaya, El Kantara et Djebel Mahmel.

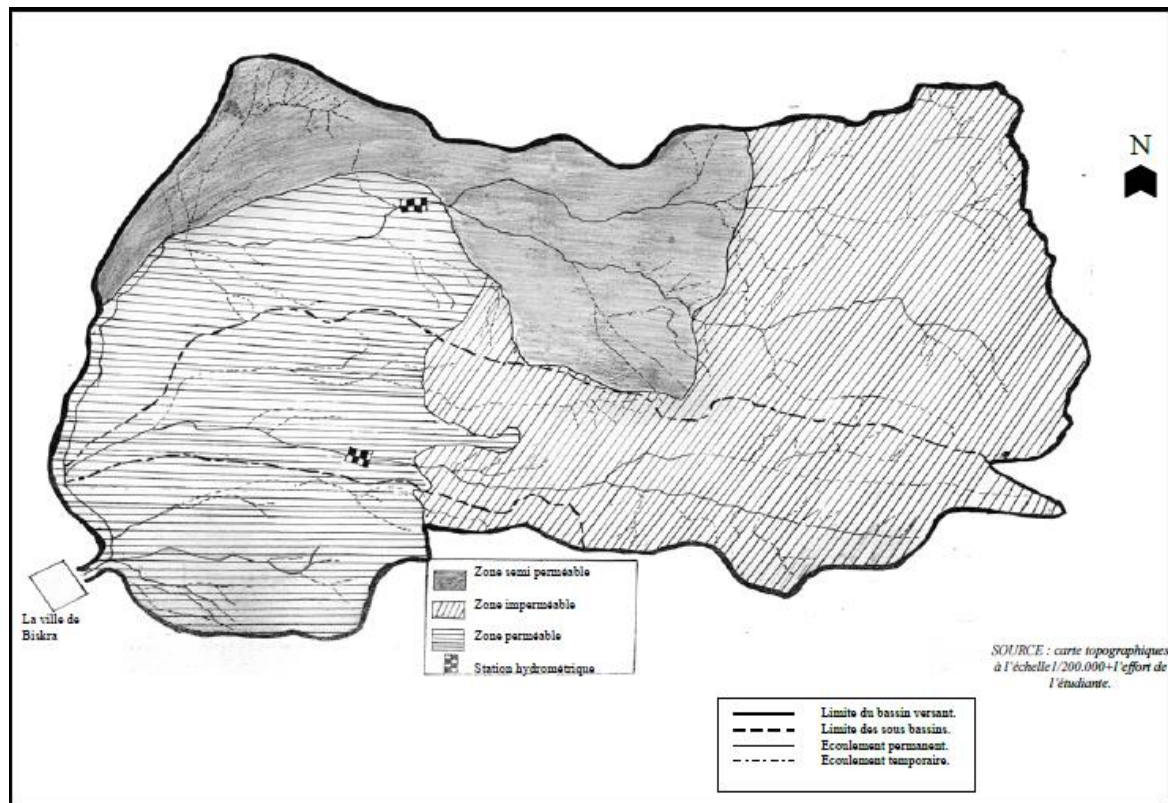


Figure III .2. Carte de perméabilité du bassin versant d'Oued Biskra

Quant aux formations argileuses, elles occupent 3% de la surface totale du bassin soit 83km² et affleurent principalement en amont de Menaa, les argiles rouges occupent toute la rive droite d'Oued Abdi et Biskra.

III.1.3.2. Les formations à perméabilité moyenne :

Ces formations sont formées de calcaires du cénomanien supérieur et les formations dolomitiques, ainsi que les marnes du miocène. Elles apparaissent de dechra Tilatou (extrémité Nord du Djebel Metlili), la vallée d'Oued Fedhala, sa puissance est de 200 à 400m au Aurès, Maafa et Kef Ed Dersa.

Il s'agit des calcaires biodétritiques et sublithographiques du crétacé, ou des calcaires d'algues du miocène, ou encore de la dolomie grenue, ces roches sont très compactes, la formation dolomitique retient cependant de rares poches de minéralisation ferrugineuse plus ou moins caverneuse, seules susceptibles d'accroître localement sa perméabilité.

Ainsi du point de vue purement lithologique, les assises calcaires et dolomitiques sont donc très peu perméables, cette zone occupe 864 km² de la surface du bassin soit 31%.

III.1.3.3. Les formations à forte perméabilité :

Ces niveaux se rencontrent dans la formation marno-calcaire du turonien, dans la formation détritique inférieure et l'assise du miocène, ainsi que dans le quaternaire.

Par ordre de perméabilité croissante, ces terrains se classent de la manière suivante :

- Les marno-calcaires indurés et souvent biodétritiques du turonien et les marno-calcaires gréseux de l'assise de miocène.

Ces terrains affleurent au Sud d'El Outaya, Ain Touta et le Nord des tamarins, ainsi que les pieds des montagnes, leurs puissances peuvent atteindre 400 m.

- Les conglomérats et les brèches du miocène marin, dont les éléments généralement très grossiers sont soudés entre eux par un ciment calcaire biodétritique fin, laissant subsister autour d'eux des rives importantes, ces formations occupent le Nord d'El Kantara, le Nord de Djebel El Mahmel et le Nord de Djemoura.

- Les grès calcaireux très vacuolaires, qui correspondent aux marno-calcaires miocène et les divers recouvrements quaternaires, très peu consolidés formés de débris calcaires ou dolomitiques à taille variable, parfois arrondis, de limon sableux et caillouteux verts.

Ces divers terrains possédant une porosité relativement importante, peuvent donc permettre l'infiltration des précipitations et en fonction de leur épandage, le drainage des eaux vers les zones basses. Cette catégorie occupe 28% de la surface totale du bassin soit 780 km².

Conclusion :

La présentation des caractéristiques lithologiques du bassin d'Oued Biskra, malgré le peu de données, permettra dans un premier temps de dégager certains aspects des conditions de l'écoulement dans les différents sous bassins.

En effet, cette étude par sous bassin fait ressortir la très grande diversité lithologique qui obligatoirement, entraîne des conséquences sur la stabilité du régime des eaux superficielles.

A l'issue de cette brève étude lithologique, il paraît nécessaire de dégager quelques remarques essentielles :

La majorité des formations lithologiques du bassin ont de par leur structure physique, une perméabilité assez faible. Les réserves en eaux souterraines sont liées essentiellement aux nappes superficielles des formations plioquaternaires, (les formations marneuses) et aux phénomènes karstiques des massifs calcaires.

Par ailleurs, assez paradoxalement, la partie Nord du bassin, donc la plus arrosée, correspond aux terrains à dominance imperméables : roches marneuses et argileuse, ...etc. Cette relative imperméabilité vient s'ajouter à des conditions morphologiques

particulières pour favoriser le ruissellement superficiel et la formation des crues ce qui augmente le risque des inondations.

Au contraire, dans la partie méridionale du bassin, la présence notable de formations perméables contribue de pair avec des facteurs climatiques et morphologiques défavorables à limiter les possibilités de l'écoulement de surface, les inondations sont à degré moindre dans cette partie.

En définitive, d'après leurs caractéristiques lithologiques, les calcaires et les marnes sont quasiment imperméables, la dolomie à une perméabilité très faible, les marno-calcaires et les dépôts détritiques sont les seuls à offrir une perméabilité notable, mais leur surface d'affleurement est trop insuffisante.

D'une façon générale, il est possible de dire que les formations imperméables occupent la grande partie du bassin, pour arriver finalement à conclure que le phénomène d'inondation apparaît nettement dans cette région sans doute.

III.2. Géotechnique :

Introduction :

Pour la réalisation d'un aménagement, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

III.2.1. Description du site :

Le terrain destiné à recevoir le projet en question se trouve à proximité de la RN qui relie Biskra –Batna.

III.2.2. Sismicité de la région :

Le R.P.A 99 version 2003 a classé la région de Biskra / W- Biskra comme zone de faible sismicité (zone 1).

III.2.3. Moyens de reconnaissance :

➤ Phase de reconnaissance préliminaire :

Une visite sur site a été effectuée dans le but de faire un constat des lieux axé principalement sur les aspects suivants (la nature superficielle du terrain, la végétation, la présence des remblais, des talwegs, l'accessibilité du terrain à nos moyens d'investigation...) qui peuvent nous être utiles pour le choix du dispositif d'investigation le mieux approprié pour le futur projet.

➤ Phase d'intervention in -situ :

Cette phase comprend deux campagnes :

A- Une campagne de tests par poinçonnement (sondage au pénétromètre) :

Cette campagne comporte des essais de pénétration dynamique effectués au moyen d'un pénétromètre dynamique de type GEOTOOL, qui permettent de tester le terrain et fournir en tant que tel une caractéristique du sol dénommée la résistance dynamique du sol, ils permettent d'apprécier entre autre la succession de différentes formations , la présence des anomalies, l'existence d'un substratum dur .

Ils peuvent servir en outre à nous orienter au choix des fondations et évaluer un ordre de grandeur de la capacité portante du sol.

Le principe de l'essai consiste à enfoncer dans le sol, par battage de manière continue un train de tige muni, en partie inférieure d'un point métallique.

On note le nombre de coups nécessaire pour chaque enfoncement de 20 cm de la pointe qui servira par la suite au calcul de la résistance dynamique apparente par l'emploi conventionnel de la formule de battage dite des Hollandais.

B- Une campagne d'investigation par sondages (puits de reconnaissance) :

Les sondages sont des essais primordiaux pour connaître les formations cachées et d'extraire des échantillons pour la pratique des essais de laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Par ailleurs, ces essais physico mécaniques permettent de calculer l'ampleur des tassements, fixer le niveau d'encastrement de fondations ainsi que le choix du type de semelles.

Cette campagne d'essais est réalisée par une pelle mécanique qui assure une profondeur de 5 m.

III.2.3.1. RESULTATS :**III.2.3.1.1. Courbe granulométrique :**

La courbe granulométrique des échantillons analysés, présentant des matériaux de texture fine.

III.2.3.1.2. Paramètres physiques :

Profondeur en m	γ_h	γ_d	W n	W s
1.70 – 3.80 Son 01-10	1.68	1.65	1.77	23.20
2.50 –4.60	1.66	1.61	8.07	24.14

Son 011-20				
2.70 – 4.80				
Son 021-30	1.60	1.68	1.75	25.12
1.50 –3.60				
Son 31-40	1.96	1.68	4.10	22.47
1.50 –3.60				
Son 41-50	1.56	1.44	1.90	32.44

Où :

γ_h : Densité humide en t/m³

γ_d : Densité sèche en t/m³

W_n : Teneur en eau naturelle

W_s : Teneur en eau de saturation

S_r : Degré de saturation

III.2.3.1.3. Analyse chimique :

- ✓ L'analyse chimique a indiqué un sol très fortement agressif, l'utilisation du ciment HTS s'avère indispensable et le béton employé doit posséder une compacité.
- ✓ SO₄ % entre 1.58% et 2.32 %
- ✓ CaCO₃ % entre 15.23 % et 22.11

III.2.3.1.4. Essai mécanique :

Selon les essais effectués sur les échantillons, on relève ce qui suit :

1-Les matériaux testés sont peu consolidés, non gonflants est moyennement compressibles.

2-Limite de plasticité, liquidité, retrait (limite d'atterberg) selon les résultats obtenus :

- ✓ Limite liquide (LL) entre 34 % et 36 %
- ✓ Limite de plasticité (LP) entre 14 % et 15 %
- ✓ Indice de plasticité (IP) entre 19 % et 21 %

3- Essai de cisaillement

- ✓ Cohésion entre 8 kPa et 23.30 kPa.

- ✓ Angle de frottement entre 13.32° et 25° .

Observation :

La nature grenue et remaniée du sol a rendu les essais mécaniques impraticables.

CONCLUSION :

Au terme de cette étude géotechnique, nous pouvons en conclure que le terrain destiné à recevoir le projet (aménagement) est constructible.

La prospection par sondages carottés a révélé un sol moyennement compact à compacts

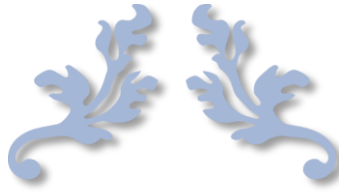
Type de fondation, ancrage et taux de travail admissible :

- Les efforts de la superstructure seront transmis au sol au moyen des fondations superficielles sur semelles filantes avec poutres semelles, reliées par des longrines rigides dans les deux sens.
- Ancrées dans le bon sol qui se trouve à différentes profondeurs.
- Le taux de travail admissible est de $Q_{adm} = 1.20 \text{ bars}$

➤ **Recommandations :**

Compte tenu de ce précédé, il est recommandé ce qui suit :

- Eviter l'ancrage des fondations dans le remblai de faible portance.
- Compacter bien les fonds de fouilles avant le coulage du béton de propreté.
- Etaler un matelas en pierres sèches sous les plates formes.
- L'analyse chimique a indiqué un sol très fortement agressif et très fortement carbonaté à cet effet, il y a lieu d'utiliser un ciment spécial résistant aux sulfates et assurer une protection externe (enduits, peintures interne imprégnation).
- Prendre un taux de travail admissible $Q_{adm} = 1.20 \text{ bars}$
- Prévoir également un hérissonnage en pierres sèches sous les plates-formes non décaisser c'est-à-dire sur le périphérique.



Chapitre IV
Etude hydrologique



Chapitre IV : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre. On parle d'hydrosphère pour désigner la partie de la planète dans laquelle l'eau se trouve. Les cycles hydrologiques sont donc présents dans l'hydrosphère.

Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés à une évaluation saine des paramètres hydrologiques notamment les débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations. L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine : production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales.

L'ingénieur hydrologue est appelé à participer à des nombreux types de projets, sauf que le type d'intervention en milieu hydrique rend nécessaire pour tout ingénieur civil. La connaissance des principes de bases de l'hydrologie ; de façon qu'il soit en mesure de poser les problèmes, d'élaborer certaines solutions et de devenir interlocuteur valable au sein d'une équipe multidisciplinaire. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liée a une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

Dans ce cadre nous précédons ci-après à une étude hydrologique du bassin versant d'Oued Biskra, dît Oued « Sidi zarzour ». L'étude hydrologique consistera particulièrement au :

- ❖ Recueil et analyse de données d'observation.
- ❖ Traitement et analyse statistique des données.
- ❖ Détermination des différents paramètres relatifs aux bassins versant étudiés.
- ❖ Statistiques des pluies maximales journalières de différentes fréquences.
- ❖ Calcul des débits maximum de projet.

IV.1. Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants :

Les caractéristiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique et notamment le régime des écoulements en période de crue et d'étiage.

IV.1.1. Définition du bassin versant :

Un bassin versant est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun : cours d'eau, lac, mer, océan...ect.

Chaque bassin versant se subdivise en un certain nombre de bassins élémentaires (parfois appelés « sous-bassin versant ») correspondant à la surface d'alimentation des affluents se jetant dans le cours d'eau principal.

Chaque bassin versant se caractérise par différents paramètres géométriques (surface, pente), pédologiques (nature et capacité d'infiltration des eaux), urbanistiques (présence de bâtiments) mais aussi biologiques (type et répartition de la couverture végétale). On peut également y distinguer trois types de continuité :

- Une continuité longitudinale, de l'amont vers l'aval (ruisseaux, rivières, fleuves).
- Une continuité latérale, des crêtes vers le fond de la vallée.
- Une continuité verticale, des eaux superficielles vers les eaux souterraines et inversement.

IV.1.2. Caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques morphométriques sont calculées à partir la carte à l'échelle 1/50 000 (Figure IV.1).

IV.1.2.1. La surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration), elle est déterminée par l'outil informatique sur la carte topographique ou image satellitaires.

La mesure de cette surface suppose d'abord la délimitation du bassin par la ligne de partage des eaux qui est matérialisée par les lignes de crêtes.

Les limites du bassin d'Oued Biskra sont très nettes en zones montagneuses où les reliefs sont très apparents, ils ne sont pas de même pour les plaines à topographie plane et aux formations superficielles perméables. C'est le cas de la partie Sud du bassin avec le versant d'Oued Biskra complémentaire, elle est localement imprécise, car les

petits affluents qui ne coulent que lors des fortes averses peuvent changer de direction à chaque obstacle alluvionnaire formé entre deux épisodes pluvieux.

Tableau IV. 1. Superficie des bassins versants d'Oued Biskra.

Sous Bassin	Superficie (km ²)
El Hai	1788
Djemoura	906
Biskra compl.	93
Biskra	2787

IV.1.2.2. Le périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Tableau IV. 2. Périmètre des bassins versants d'Oued Biskra.

Sous Bassin	Périmètre (km)
El Hai	229
Djemoura	184
Biskra compl.	99
Biskra	250

IV.1.2.3. Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius « Kc », appelé aussi indice de forme, est un indice qui caractérise la forme du bassin, il nous permet de faire une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension « L » et « l » ayant la même surface que le bassin versant.

La forme d'un bassin versant a une influence sur l'écoulement et surtout sur l'allure de l'hydrogramme de crue, ainsi un bassin très allongé ne réagira pas de la même façon qu'un bassin de forme ramassée à conditions égales.

On exprime cette caractéristique par les différents indices, dont l'indice de compacité qui est défini comme le rapport du périmètre stylisé du bassin au périmètre d'un cercle ayant la même surface. Plus cet indice est proche de 1, plus le bassin aura une surface ramassée et plus le temps de concentration de l'eau sera court.

Cet indice est basé sur des caractères purement géométriques, qui assimilent le bassin versant à un plan horizontal. Donc il ne peut pas prédire la forme des hydrogrammes de crues, même si ces derniers sont dépendants de la forme du bassin, ceci ne concerne que les bassins de grandes tailles, où l'effet de la surface limite en quelque sorte l'effet des autres facteurs physico géographiques qui influencent l'écoulement et dont le plus prédominant n'est pas la forme du bassin mais son système de pente.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{IV-1})$$

$$P_{BV} : \text{Périmètre du bassin versant en km.} \quad P_{BV} = 2(L+l) \quad (\text{IV-2})$$

$$S_{BV} : \text{Surface du bassin versant en km}^2. \quad S_{BV} = L \times l \quad (\text{IV-3})$$

L et l sont respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent.

Tableau IV. 3. : Indices de compacité pour les sous bassins de la région d'étude.

Bassin	Surface (km ²)	Périmètre (km)	Indice de compacité K _c
El Hai	1788	229	1,52
Djemoura	906	184	1,71
Biskra.compl	93	99	2,87
Biskra	2787	250	1,33

Les résultats du tableau 4 montrent que le bassin d'Oued Biskra à la station de Biskra (K_c=1,33), présente une forme très allongée, donc un temps de concentration très élevé.

C'est la même chose pour les sous bassins d'Oued El Hai et d'Oued Djemoura, qui présentent un K_c de 1,52 et 1,71 respectivement. Donc le bassin d'Oued Biskra dans son ensemble présente une forme allongée, qui favorise les faibles débits de pointes de crues, ceci en raison d'un temps d'acheminement de l'eau important à l'exutoire.

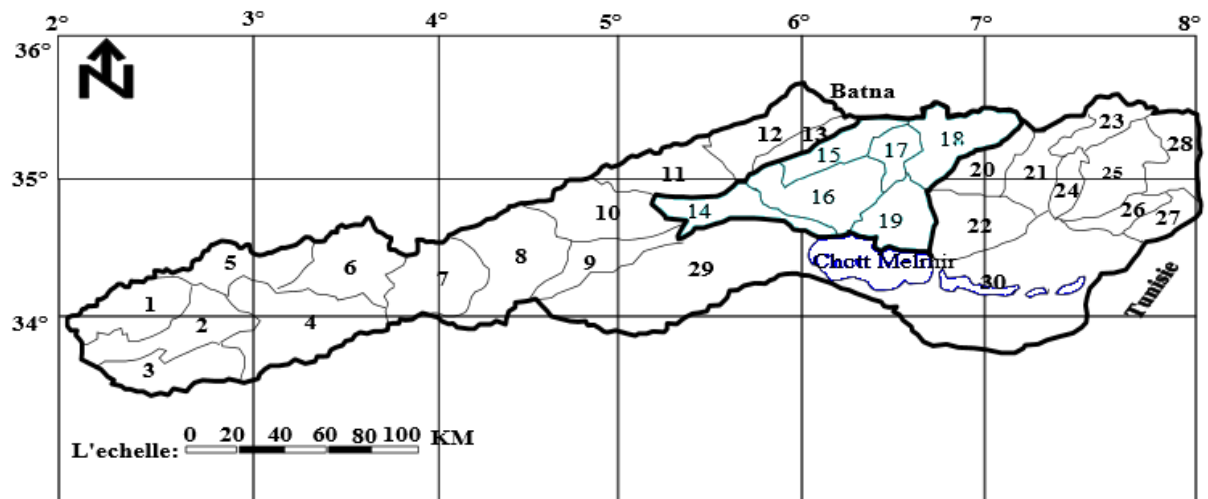
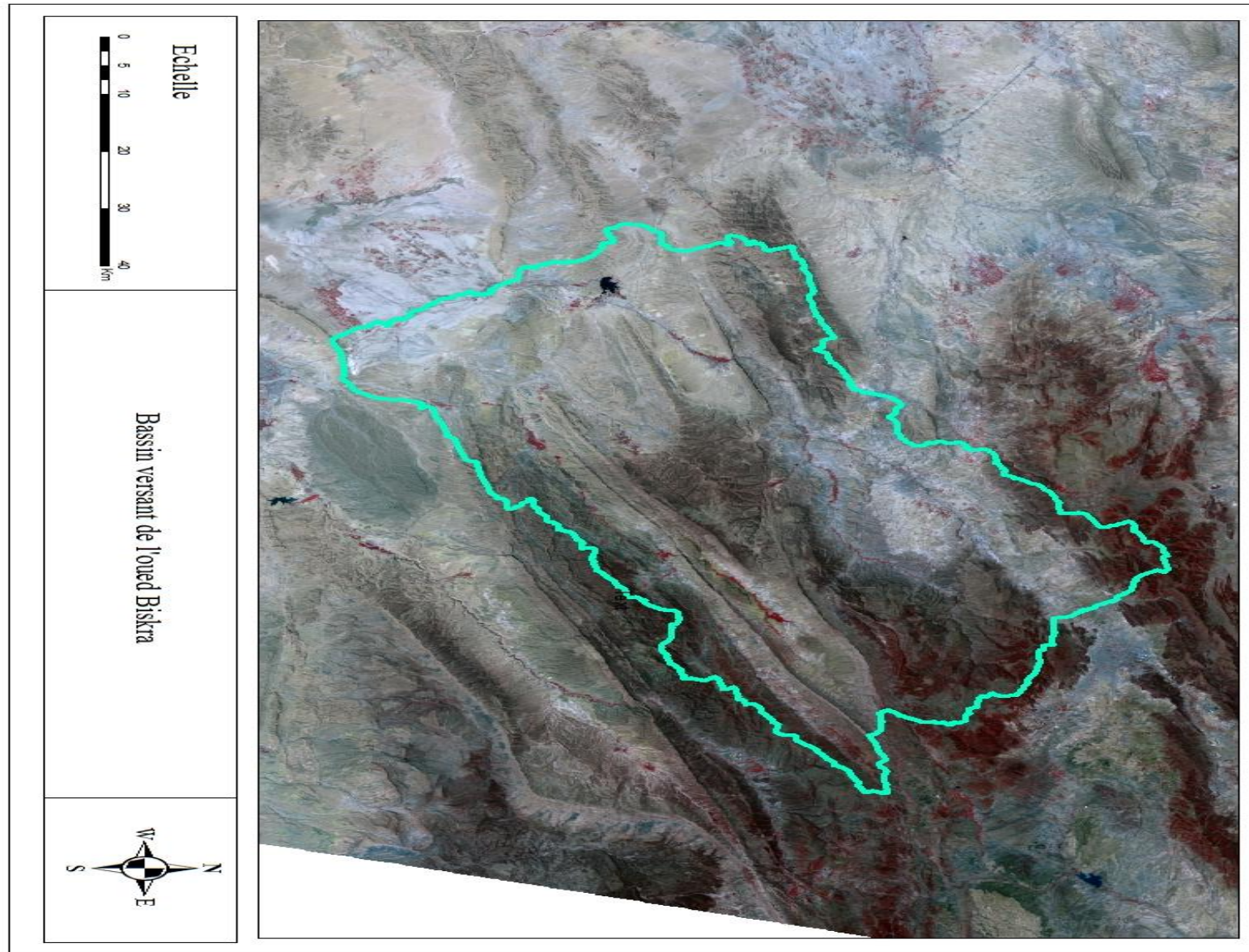


Figure IV.1 Bassin versant du Chott Melghir (BV 06)

Figure IV.2 Délimitation du bassin versant de Oued Biskra



IV.1.2.4. Le rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définies respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{\left(1 + 1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2 \right)} \right) \quad (\text{IV-4})$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{\left(1 + 1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2 \right)} \right) \quad (\text{IV-5})$$

Les résultats des paramètres morphométriques sont résumés dans le tableau **IV.4** :

Tableau IV. 4. Les paramètres morphométriques des sous bassin

Bassin	Surface (km ²)	Périmètre (km)	L (km)	l (km)
El Hai	1788	229	95,17	18,79
Djemoura	906	184	79,92	11,34
Biskra.compl	93	99	47,10	1 ,974
Biskra	2787	250	95,22	29,21

IV.2. Le relief :

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude 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 suivants :

IV.2.1. Répartition et courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques d'un bassin versant sont des courbes de niveau complétées des limites du bassin et qui se referment à l'exutoire. Ces courbes sont

le contour d'une zone, c'est à dire une surface fermée. Elles fournissent une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

IV.2.2. Les altitudes caractéristiques du bassin versant :

La plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques sont fonction de l'altitude, car c'est de la pente du relief dont dépend le gradient pluviométrique et thermique, ainsi que la vitesse d'écoulement qui sera en principe plus importante en montagne qu'en plaine.

La répartition du bassin versant (en km² et en % de la superficie totale) par tranches d'altitudes est donnée dans le tableau IV.4 et reportée sur la Figure IV.2, qui nous renseigne sur les altitudes caractéristiques du bassin.

Le bassin d'Oued Biskra atteint 2321 m à son point culminant au sommet de Djebel El Mahmel, tandis que le point le plus bas correspond à la station de Biskra située à l'altitude de 150 m donc une dénivelée totale de 2171m.

À partir de cartes topographiques on obtient les altitudes caractéristiques.

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

- L'altitude médiane ($H_{50\%}$) est déterminée sur la courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum H_i \times S_i}{S_t} \quad (IV-6)$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{i+n} + H_n}{2} \quad (IV-7)$$

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m.

S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2 .

S_t : surface totale du bassin versant en km^2

Les résultats sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5. La répartition altimétrique du bassin d'Oued Biskra et ces bassins élémentaires

		El Hai				Djemoura				Biskra complémentaire				Biskra			
Altitude		Surface Partielle		Surface cumulée		Surface Partielle		Surface cumulée		Surface Partielle		Surface cumulée		Surface Partielle		Surface cumulée	
(m)		Km ²	%	Km ²	%	Km ²	%	Km ²	%	Km ²	%	Km ²	%	Km ²	%	Km ²	%
2000-2321	2160,5	1,60	0,09	1,60	0,09	14,06	1,55	14,06	1,55					15,66	0,56	15,66	0,562
1800-2000	1900	29,20	1,63	30,80	1,72	7,11	0,79	21,17	2,33					36,31	1,30	51,97	1,865
1600-1800	1700	122,00	6,82	152,80	8,54	7,78	0,86	28,95	3,19					129,78	4,66	181,75	2,52
1400-1600	1500	166,40	9,31	319,20	17,85	140,23	15,48	169,18	18,68					306,63	11,00	488,83	17,52
1200-1400	1300	136,40	7,63	455,60	25,48	210,46	23,23	379,64	41,91					346,86	12,44	835,24	29,97
1000-1200	1100	320,80	17,94	776,40	43,42	157,17	17,35	536,81	59,25	1,239	1,33	1,239	1,33	479,21	17,19	1314,45	47,16
800-1000	900	386,80	21,63	1163,20	65,05	69,22	7,64	606,04	66,89	5,765	6,20	7,004	7,53	461,79	16,57	1776,24	63,73
600-800	700	199,19	11,14	1362,39	76,19	38,79	4,28	644,84	71,16	12,89	13,86	19,90	21,39	250,88	9,00	2027,12	72,73
400-600	500	240,04	13,43	1602,43	89,62	121,03	13,36	765,87	84,53	11,56	12,43	31,46	33,82	372,63	13,37	2399,75	86,10
200-400	300	178,52	9,88	1780,95	99,59	124,98	13,79	890,85	98,33	47,67	51,26	79,13	85,08	351,18	12,60	2750,93	98,70
150-200	175	7,14	0,40	1788	100,0	15,15	1,67	906	100,0	13,87	14,91	93,00	100,0	36,16	1,297	2787,09	100,00
Hmoy (m)		955,54~956				997,854~998				409,54~410				950			

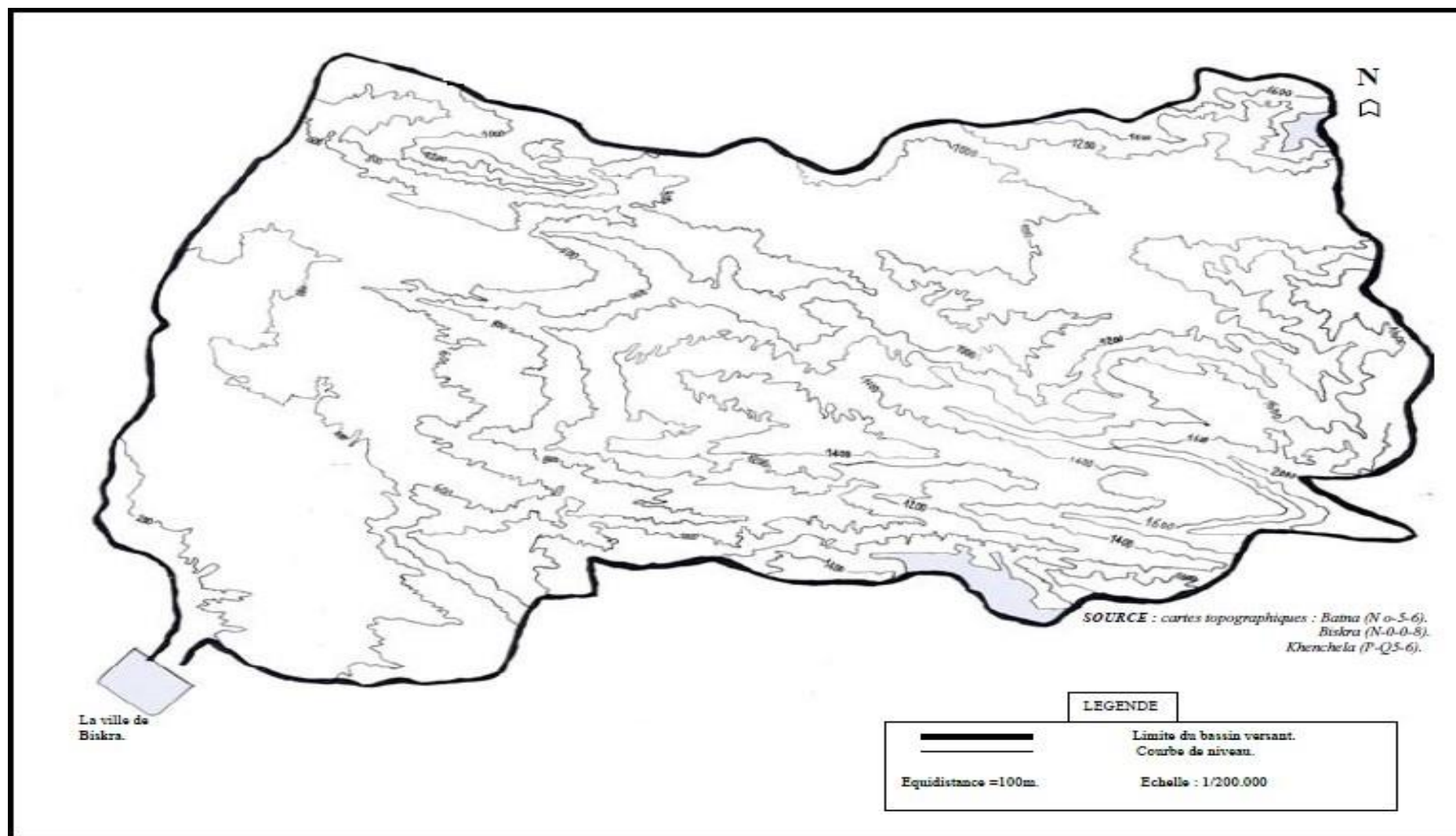


Figure IV.3 Carte Hypsométrique du Bassin versant d'Oued Biskra.

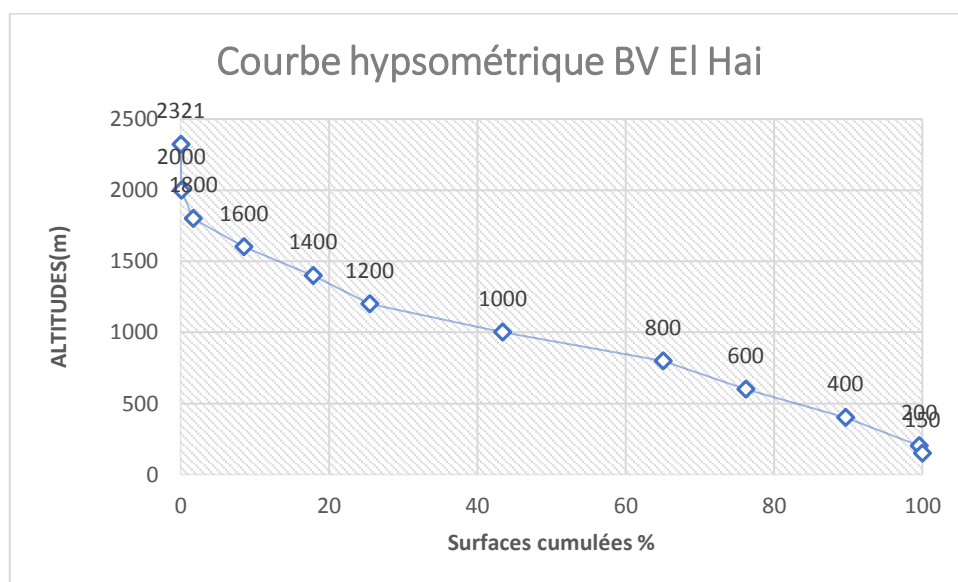


Figure IV.4 Courbe hypsométrique du bassin versant El Hai

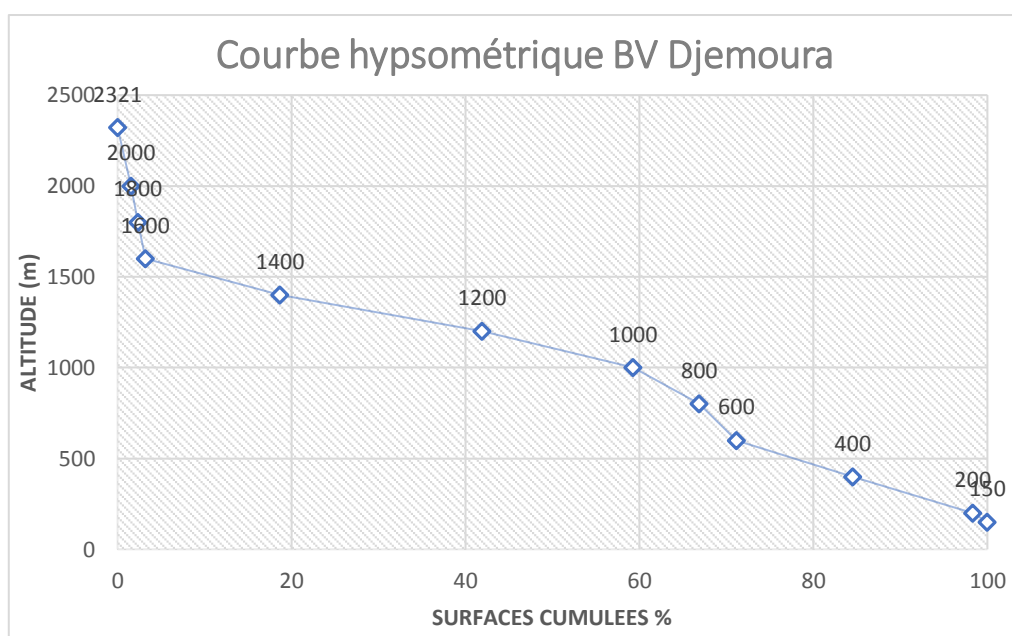


Figure IV.5 Courbe hypsométrique du bassin versant Djemoura

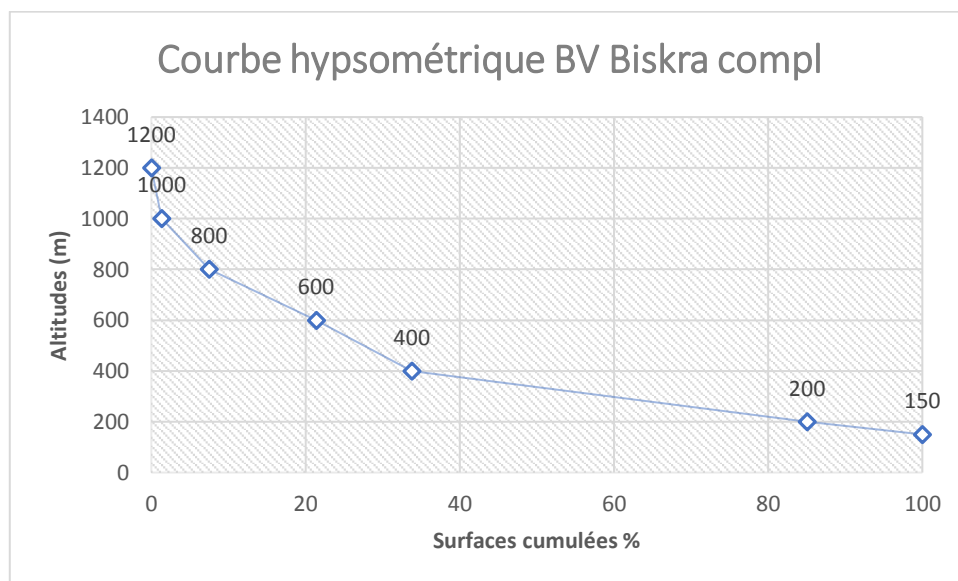


Figure IV.6 Courbe hypsométrique du bassin versant

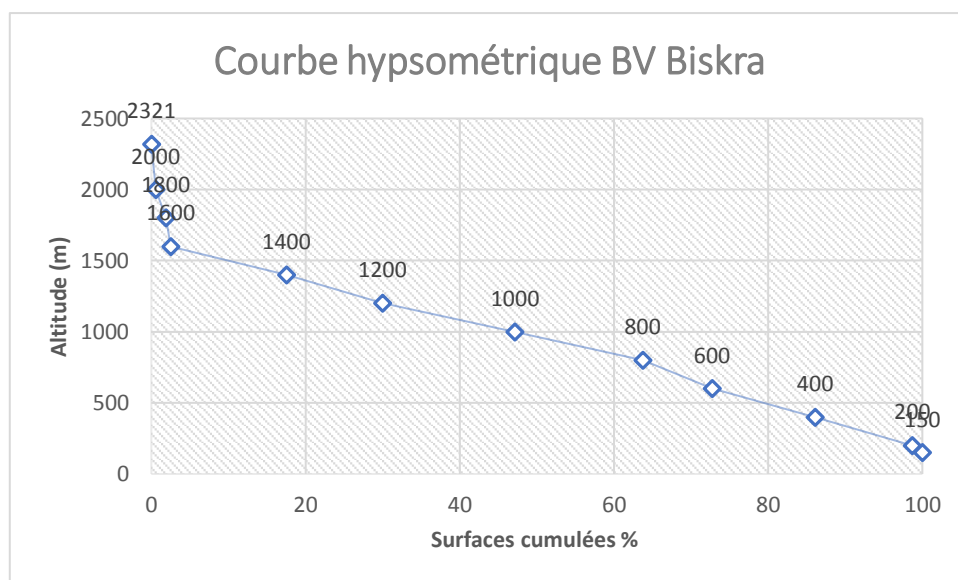


Figure IV.7 Courbe hypsométrique du bassin versant

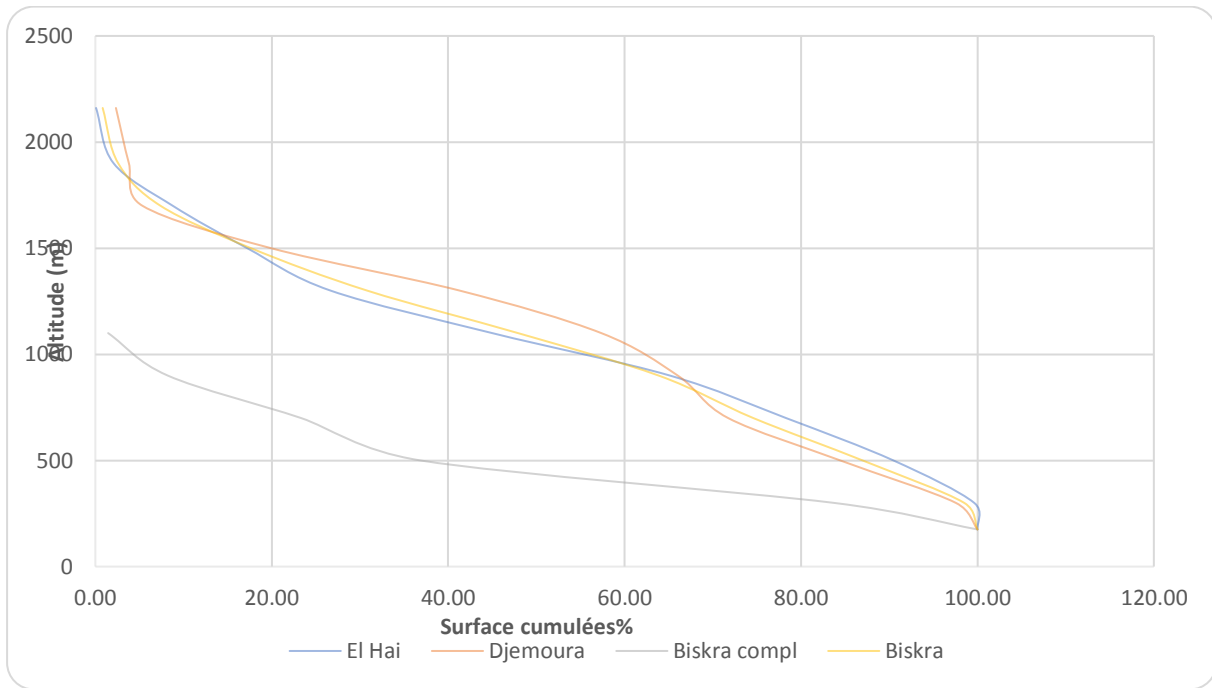


Figure IV.8 Courbes hypsométriques du Bassin Versant de l'Oued Biskra et ses sous bassins (El Hai, Djemourah, Biskra Compl)-

Tableau IV. 6. Les altitudes caractéristiques

	Altitudes caractéristiques en (m)						
Bassin	H _{max}	H _{min}	D=H _{max} - H _{min}	H _{moy}	H _{50%}	H _{5%}	H _{95%}
El Hai	2091	200	1891	956	1060	1800	400
Djemoura	2321	200	2121	998	1200	1680	340
Biskra.compl	1270	150	1120	410	400	960	160
Biskra	2321	150	2171	950	1080	1660	370

IV.2.2.1. L'altitude médiane $H_{50\%}$:

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

IV.2.3. Le système des pentes :

La pente topographique est un élément capital dans le comportement hydrologique du bassin elle détermine en grande partie l'aptitude des terrains au ruissellement et conditionne la vitesse d'écoulement des eaux de surface par l'effet de la pesanteur.

L'approche de ce paramètre est abordée avec des indices fréquemment utilisés par les hydrologues, dans le but de caractériser les pentes d'un bassin, de permettre des comparaisons et des classifications, mais les résultats et leur traduction sont d'une précision douteuse d'autant plus qu'ils considèrent le bassin versant comme homogène et négligent les nuances topographiques qui existent à l'intérieur du bassin, où le comportement hydrologique n'est pas identique sur toute son étendue

IV.2.3.1. Indice de pente global :

$$I_g = H_u / L \quad (\text{IV-8})$$

$$H_u = H_{5\%} - H_{95\%} \quad (\text{IV-9})$$

IV.2.3.2.

La dénivelée spécifique D_s :

$$D_s = I_g \sqrt{A} \quad (\text{IV-10})$$

L : Longueur du rectangle équivalent en m.

A : Surface du bassin versant.

IV.2.3.3. L'indice de pente de Roche I_p :

$$I_p = \frac{\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i * H_i}}{\sqrt{L}} \quad (\text{IV-11})$$

S_i : La fraction en % de la surface comprise entre deux courbes de niveaux.

L : longueur du rectangle équivalent.

Tableau IV. 7. Indices des pentes pour les différents sous bassins.

Bassin	Superficie (km ²)	L (km)	I_p	I_g (m/km)	D_s (m)	Classe de relief
El Hai	1788	95,17	0,315	14,71	622	Très fort
Djemoura	906	79,92	0,146	16,78	505,07	Très fort
Biskra.compl	93	47,10	0,130	16,98	163,80	Très fort
Biskra	2787	95,22	0,140	14,49	764,96	Très fort

Les résultats de ce tableau montrent qu'une pente globale légèrement faible ($14 < I_g < 17$), en faveur d'un amortissement pour la remontée plus ou moins forte des crues éventuelles.

En ce qui concerne l'indice de Roche, il est compris entre 0,13 et 0,32 quant à la dénivelée spécifique, elle varie entre 163,8 jusqu'à 765 m. Si les valeurs de ces indices pour les bassin d'Oued El Hai , Djemoura ainsi que le bassin versant d'Oued Biskra sont plus ou moins représentatives et traduisent bien l'importance du volume montagneux , qui se situe sur le contour de la zone d'étude caractérisée par un relief très accidenté , et s'étale sur environ 30% de la surface totale du bassin ; elles sont loin de la réalité en ce qui concerne le sous bassin d'Oued Biskra complémentaire ,qui est prédominé par un milieu relativement plat .

IV.3. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à 4 facteurs principaux, la géologie (nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion), le climat, (densité du réseau plus ou moins importante), la pente du terrain et l'action de l'homme (drainage, construction de barrages, endiguement). Le réseau hydrographique est sans

doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

IV.3.1. Présentation :

L'Oued Biskra est le principal dans la région, son réseau hydrographique est constitué par un grand nombre d'affluents et sous affluents, qui collectent les eaux de ruissellement du Sud-Ouest de l'Aurès, au Nord de la ville de Biskra, qu'il traverse avant de se déverser dans le Chott Melghir. L'Oued Biskra résulte de la jonction de deux affluents : Oued El Hai et Oued Djemoura, qui drainent respectivement une superficie de 1788 et 906 km², dont la confluence donne naissance à l'Oued Biskra à une altitude de 200 m (Figure IV.8).

L'Oued El Hai prend son origine sur les flancs de l'Atlas Saharien, qui à son tour prend sa naissance au confluent des deux Oueds : Oued Fedhala issue du djebel Ich Ali (1815m) et l'Oued Tilatou qui descend des monts de Bellezma (2091m) et coule dans la direction SE-NO.

C'est la source d'Oued Bouaoun, qui après le confluent avec l'Oued Doufana forme l'Oued Fedhala qui coule du NO-SO.

Les cours d'eau alimentant l'Oued El Hai ont un caractère d'écoulement périodique : seul l'Oued El Hai demeure relativement permanent, mais lui aussi se perd par endroit dans les dépôts de sable et de gravier de son lit pendant les périodes d'étiages, en aval de la station d'El Kantara, il draine les massifs de Metlili, Mekrizane et Haouidja.

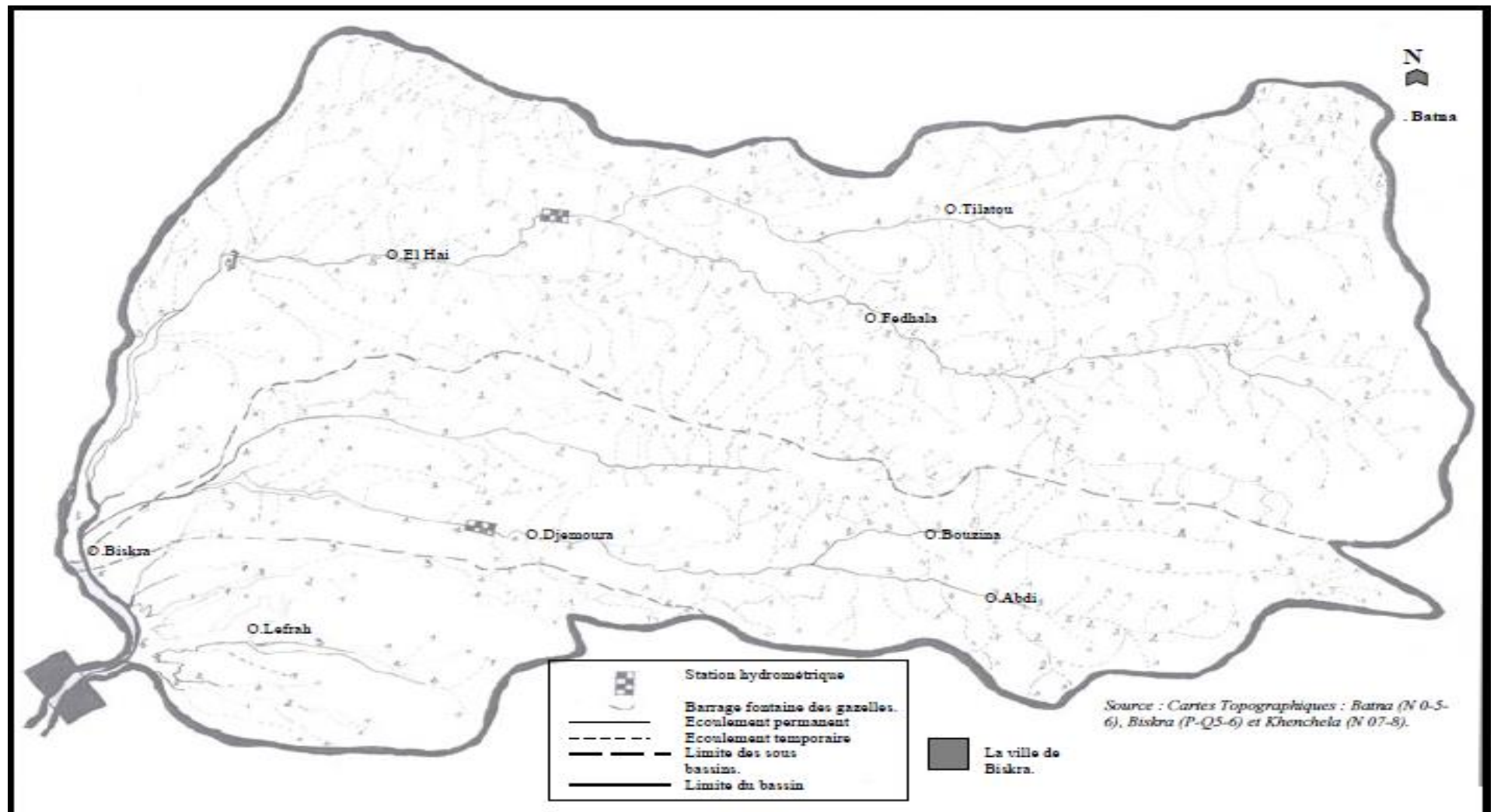


Figure IV.9 Réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Biskra.

L'Oued Djemoura résulte aussi de la jonction de deux Oueds : Oued Abdi qui prend sa source au Djebel Lazreg (1937m) et Djebel Boutlarmin (2178m), il coule vers le Sud-Ouest.

L'Oued Bouzina coule dans le synclinal de Bouzina depuis sa source (Djebel El Mahmal 2321m) en contre bas de la plaine de Nerdi jusqu'à Khanguet El Anseur où il traverse le flanc Sud Est du synclinal pour rejoindre l'Oued Abdi à Menaa, formant l'Oued Djemoura, qui reçoit sur sa rive gauche l'Oued Bouguatou.

L'Oued Lafrah prend son origine à Djebel Ich Oumared (1270m), mais en réalité c'est un petit ravin saisonnier, qui menace en période de crue, il reçoit sur sa rive droite l'Oued Besbas, qui est un petit cours d'eau de moindre importance.

IV.3.2. Tracé en plan :

Le tracé de chevelu hydrographique d'un bassin est déterminé à partir des cartes topographiques.

Pour la classification des talwegs, nous avons opté pour celle de « Schum » tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre x_i et x_i+1 garde le même ordre de la rencontre d'un autre d'ordre x_i (Tableau IV.8).

Tableau IV. 8. Classification, longueur et nombre des cours d'eau du bassin versant d'Oued Biskra et ses bassins élémentaires.

	BV El Hai		BV Djemoura		BV Biskra compl		BV Biskra	
x	N _x	L _x (km)	N _x	L _x (km)	N _x	L _x (km)	N _x	L _x (km)
1	216	515,9	107	433,5	27	70,6	350	1020
2	73	203	51	106,2	17	46,8	141	356
3	41	81,2	19	54	07	38	67	173,2
4	14	40,5	16	42,5	01	03	31	86
5	13	51,6	01	11	-	-	14	62,6
6	-	-	-	-	01	13	01	13,0
Total	357	892,2	194	647,2	53	171,4	604	1710,8

IV.3.3. Type et densité de drainage :

La densité de drainage est étroitement liée à deux facteurs principaux : la lithologie et l'abondance des précipitations, elle nous permet d'apprécier le réseau hydrographique dans le bassin versant.

Elle est exprimée par le rapport de la longueur totale des cours d'eau contenus dans un bassin versant (L) à la surface de ce dernier (A).

• **La densité de drainage D_d :**
$$D_d = \frac{L}{A} \quad (\text{km/km}^2) \quad (\text{IV-12})$$

L : Longueur totale des cours d'eau en Km

A : surface du bassin versant en Km².

La mesure de ce paramètre suppose la reproduction de tous les affluents du bassin quel que soit leur ordre .

Nous avons effectué des calculs de la densité de drainage totale, permanente et temporaire sur le bassin de l'oued Biskra et ses sous bassins élémentaires (Tableau IV.9).

Tableau IV. 9. Densité de drainage pour le bassin de l'oued Biskra et ces bassins élémentaires.

Bassin versant	Surface (km ²)	L _p (km)	L _t (km)	D _d (m/km ²)	Dd _p (km/km ²)	Dd _t (km/km ²)
El Hai	1788	146	746,2	0,50	0,082	0,42
Djemoura	906	88,4	558,8	0,71	0,098	0,62
Biskra.compl	93	32	139,4	1,84	0,34	1,50
Biskra	2787	266,4	1444,4	0,61	0,096	0,52

L_p : Longueur des cours d'eau à écoulement permanent.

L_t : Longueur des cours d'eau à écoulement temporaire

D_d : Densité de drainage totale

Dd_p : Densité de drainage permanente

Dd_t : Densité de drainage temporaire.

La densité de drainage qui exprime la dissection générale du relief est variable à l'échelle des sous bassins (entre 0,50 et 1,84 km/km²) où la superficie et la répartition des chevelus hydrographiques jouent un rôle déterminant dans la compensation de la densité de drainage.

Cette dernière est généralement élevée (0,61 km/km²) pour l'ensemble du bassin d'Oued Biskra ce qui est la caractéristique des régions semi-arides, elle résulte à l'échelle zonale de l'intensité des précipitations, de leur répartition saisonnière, et de l'état du couvert végétal.

La très faible valeur de la densité de drainage permanente (0,096 km/km²) pour l'ensemble du bassin traduit bien le caractère temporaire de tous les affluents, seuls les Oueds principaux (O. Biskra, O. El Hai, et O. Djemoura) sont pérennes, mais ils peuvent tarir pendant la période estivale.

Le sous bassin d'Oued El Hai, dans sa partie Sud Est présente un réseau hydrographique très dense, avec un nombre élevé de confluent associés souvent à de fortes pentes, qui favorisent des crues rapides et puissantes. Alors que l'Oued Lafrah et ses affluents forment un réseau de drainage moins dense (0,5 km/km²) quant à la densité de drainage temporaire est de 0,42 km/km², ce qui explique la dominance des petits cours d'eau à écoulement temporaire souvent à sec, mais ils menacent en période de crues la ville de Biskra et sa périphérie.

Le sous bassin d'Oued Djemoura présente un réseau hydrographique important, avec une densité de drainage temporaire de 0,62 km/km² et une densité de drainage permanente très faible (0,098 km/km²) surtout dans la partie Nord Ouest, alors que dans le reste du sous bassin à pente douce le réseau de drainage est moins dense, avec une répartition homogène sur toute la surface.

En conclusion, le bassin versant d'Oued Biskra, avec sa faible densité de drainage permanente peut être expliquée par une perméabilité importante due à la nature lithologique, qui l'emporte sur l'écoulement.

La densité de drainage temporaire est élevée par rapport à la densité de drainage permanente cette situation s'explique par un terrain accidenté et la fréquence élevée des confluences, cette forte densité jointe le plus souvent à la forte pente, favorisant les crues rapides et puissantes avec un transport solide très élevé.

IV.3.4. Temps de concentration :

Le temps de concentration T_C des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, le temps de concentration est estimé à l'aide des formules le plus souvent empiriques :

IV.3.4.1. Formule de Giandotti :

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H}} \quad (\text{IV-13})$$

t_c : Temps de concentration en heure.

L_p : Longueur du talweg principal en km.

A : Superficie du bassin versant (km²).

$H = H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}$ en m.

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin en (m).

H_{min} : Altitude minimale du bassin en (m).

IV.3.4.2. Formule de Kirpich (1940)

$$T_C = 0,945 \frac{L^{1,155}}{I^{0,385}} \quad (\text{IV-14})$$

L : longueur du talweg principale en [Km].

I : Pente moyenne du thalweg principal

IV.3.4.3. Formule de Témez (1993) :

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{I_r^{1/4}} \right)^{0,76} \quad (\text{IV-15})$$

IV.3.4.4. Formule Anonyme :

$$T_C = 1,7 \left(\frac{AL}{\sqrt{I}} \right)^{0,19} \quad (\text{IV-16})$$

Tableau IV. 10. Temps de concentration des trois bassins versants.

Sous bassinversant	Giandotti	Kirpich	Témez	Formule Anonyme
El Hai	14,9	13,4	16,2	13,8
Djemourah	11,8	11,0	14,2	11,8
Biskra.compl	7,6	3,2	6,6	7,5

Remarque :

Bien que, ce paramètre intervient pour l'étude des crues, le temps de concentration déterminé par la formule de « Giandotti » est largement utilisé, comme paramètre hydrologique de grande importance qui sert aussi à la comparaison des bassins différents.

IV.3.5. Vitesse moyenne de ruissellement :

La vitesse de ruissellement est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (IV-17)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Tableau IV. 11. Vitesse de ruissellement de chaque sous bassin

Sous bassins	BV El Hai	BV Djemoura	BV Biskra compl	BV Biskra
V _R (Km/h)	7,28	7,71	5,93	6,68

Tableau IV. 12. Tableau récapitulatif

	Unité	El Hai	Djemoura	Biskra Compl	Biskra
Caractéristiques	Morphométrie				
Superficie du BV	km²	1788	906	93	2787
Périmètre du BV	km	229	184	99	250
Indice de compacité		1,52	1,71	2,87	1,33
Longueur du talweg principal	km	111	84	57	112
Les reliefs					
Altitude minimale	m	200	200	150	150
Altitude moyenne	m	956	998	410	950
Altitude médiane	m	1060	1200	400	1080
Longueur du rectangle équivalent	m	95,17	79,92	47,10	95,22
Indice de pente de Roche		0,315	0,146	1,30	0,14
Indice de pente globale		14,71	16,78	16,98	14,49
Dénivelée Spécifique	m	622	505,07	163,80	764,96
Le réseau hydrographique					
Densité de drainage globale	Km/k m²	0,50	0,71	1,84	0,61
Densité de drainage permanente	Km/k m²	0,082	0,098	0,34	0,096
Densité de drainage temporaire	Km/k m²	0,42	0,62	1,50	0,52
Temps de concentration	Heure	14,9	11,8	7,6	

Conclusion :

Le calcul numérique des caractéristiques topographiques et morphologiques pour un bassin versant sert comme moyen de comparaison entre les sous bassins de même type.

Le calcul est nécessaire pour l'exploitation des causes de variation du régime hydrologique alors que l'approche cartographique reflète avec fidélité la réalité du terrain mais la qualité de l'information reste toujours relative.

Nous pouvons conclure qu'il y a une dissymétrie dans la répartition altimétrique et hydrographique, qui entraîne des conséquences sur la stabilité du régime d'écoulement qui explique les nuances spatiales des potentialités des eaux de surface, et pose en clair le problème d'inondation.

IV.4. Analyse des données pluviométriques :

Les données recueillies sont relatives aux enregistrements suivants :

- Données pluviométriques (pluies moyennes et journalières maximales).
- Données hydrométriques (Débits moyens, apports liquides, débits de crues).

IV.4.1. Données pluviométriques :

La zone du projet dispose d'un réseau pluviométrique suffisant, constitué par une dizaine de stations environ. Les analyses sont portées sur les enregistrements de huit (08) postes pluviométriques dont cinq (5) sont situés à l'intérieur du bassin versant de l'oued Biskra et trois (3) postes à son voisinage proche (Figure IV.10).

Quelques stations de la zone du projet ne sont pas prises en compte en raison de leur courte période d'observation et de leurs nombreuses lacunes (station du barrage « Fontaines des gazelles »).

Le « Tableau IV.13 » illustre très clairement les caractéristiques et la période de fonctionnement des postes retenus pour l'étude.

Tableau IV. 13. Caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station		MENAA	BOUZINA	BATNA	DJEMOURAH	BISKRA SECTEUR	TKOUT	EL OUTAYA
Coordonnées	Latitude	801,2	810	814,7	782,35	776,1	828,85	767.35
	Longitude	213,8	225	257,35	199,8	178,2	210,5	190.25

	Altitude	1005	1350	1040	400	130	980	222
Période d'observation		68/13	72/13	29/13	69/13	73/13	71/13	70/98
Années sans mesure (ou pratiquement vides)		99/03	74/77, 02, 03	68, 69, 73, 75,13	69	73, 75, 09, 10, 12,13	04, 07,11	95/97, 81/84
Nombre d'année complète		33	25	73	28	24	29	22

Source ANRH

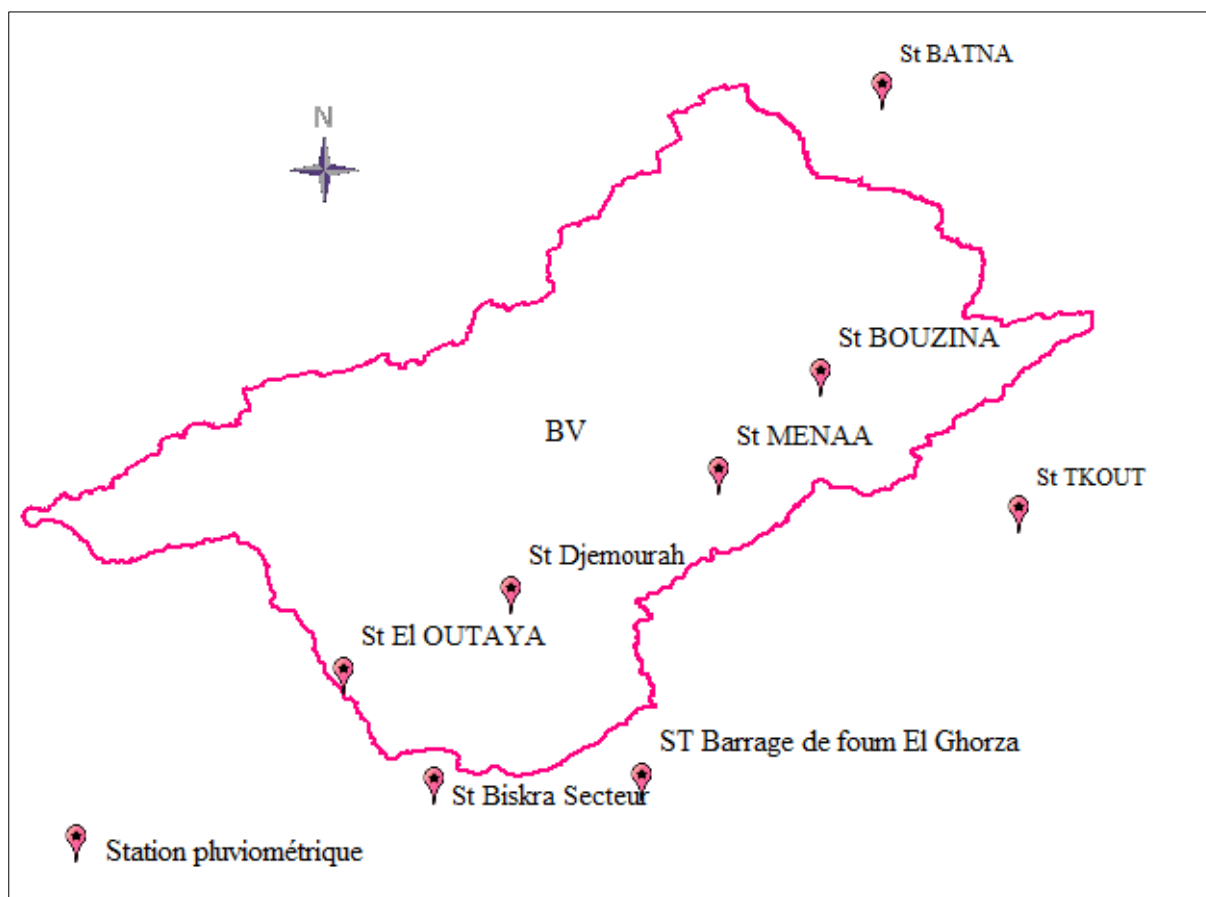


Figure IV.10 Localisation des postes pluviométriques recueillis.

(Echelle 1/200 000)

A l'exception des deux stations El Outaya, où les données sont à un pas de temps mensuel, les données des autres stations sont au pas du temps journalier.

IV.4.2. Données hydrométriques :

Il existe deux stations de mesure des débits sur le Bassin versant de l'oued Biskra, l'une sur l'oued El Hai nommée la station d'El Kantara et l'autre sur l'oued Djemourah appelée station de Djemourah (Figure IV.11).

La station de Djemourah dispose d'une série de 22 ans de 72-77 et de 79-94 et la station d'El Kantara, qui se trouve à quelques km à l'amont du barrage « Les fontaines des gazelles », couvre la période de 1968 à 1995 dont 23 années sont complètes sans lacunes.

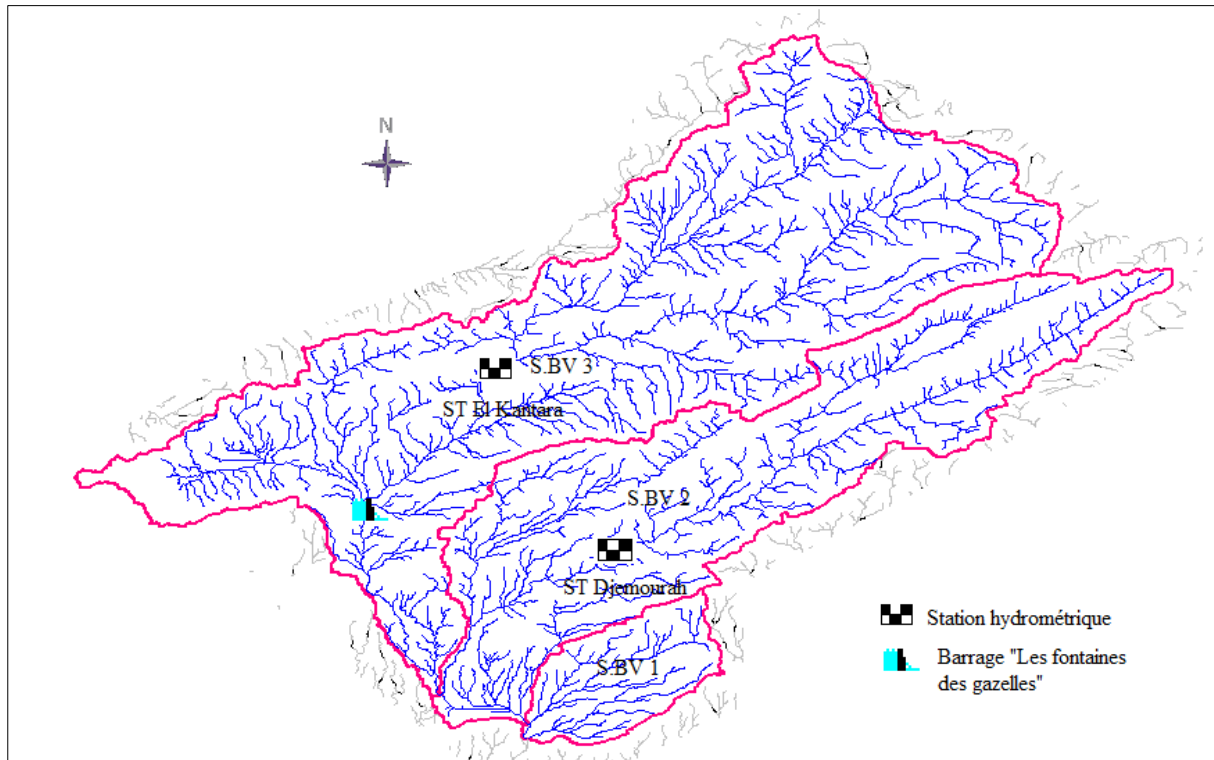


Figure IV.11 Stations hydrométriques du bassin versant d'Oued Biskra.
(Echelle 1/200 000)

Tableau IV. 14. Les caractéristiques morphométriques des bassins versants des deux stations sont présentées « Tableau IV.11 »

Nom de la station		EL KANTARA	DJEMOURAH
Nom de l'Oued		EL HAI	DJEMOURAH
Surface du bassin versant (Km ²)		1870	1035
Longueur de l'oued principal (Km)		108,86	97,96
Coefficient de compacité K _c		2,58	2,47
Densité de drainage (Km/Km ²)		0,782	0,757
Altitude (m)	Max.	2132	2294
	Min.	193	164

	Moy.	961,039	1022,029
Période d'observation		68-74 / 77-95	72-77 / 79-94
Nombre d'année complète		23	20

Source ANRH

IV.4.3. Critique des données :

La caractéristique majeure des données hydro-météorologiques est d'être issue de mesures effectuées sur le terrain, dans des conditions naturelles. Dans ces conditions, les facteurs qui influencent la grandeur à mesurer sont très nombreux et parfois indésirables.

Les données fournies sont aussi susceptibles d'être entachées d'erreurs, qui peuvent être accidentelles ou systématiques.

Si les erreurs accidentelles se compensent plus ou moins statistiquement, il n'en est pas de même des erreurs systématiques qui entraînent une rupture de l'homogénéité de la série observée et peuvent alors fausser l'exploitation ultérieure des données.

L'existence éventuelle de ces deux types d'erreurs nécessite un contrôle de qualité des données à utiliser.

Les diverses méthodes de critique des données sont fondées sur la recherche de l'indépendance et de l'homogénéité des éléments des échantillons et de l'absence de valeurs singulières.

IV.4.4. Comblement des lacunes :

Des lacunes ont été remarquées dans les séries chronologiques des pluies et de débits pendant certaines années ou des mois d'une année cela peut être dû à de nombreuses causes dont l'absence de mesure, défaut de transmission, erreur de stockage, manipulation erronée, etc.

Pour les séries de pluie, le comblement des données manquantes a été effectué en utilisant deux méthodes : la première consiste en « la méthode de la moyenne mensuelle interannuelle » et la seconde celle « la régression linéaire simple ».

IV.4.4.1. Comblement par moyenne mensuelle interannuelle :

Les stations de « Menaa », « Djemourah », « Biskra » et « Bouzina » présentant des lacunes à l'échelle mensuelles pendant quelques années, ces dernières ont été comblées en les remplaçant par la moyenne mensuelle interannuelle. Le tableau suivant indique l'emplacement et le remplacement des lacunes par cette technique pour les quatre stations précitées.

Tableau IV. 15. Comblement par la moyenne mensuelle interannuelle.

Station	AM	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Aout
Mena	1992			24,7			21,8						
	1993		24,6										
	2000		24,6						25,5			2,8	9,1
	2001						21,8						
	2003								25,5				
	2004										10,9		
	2007										10,9		
	2008	29,6			22,1								
	2010										10,9		
Djemourah	1972			15,1									
	1973												4,6
	1977								15,6				
	1979											0,7	
	1981	12,3											
	1982		12,4										
	1983										3,9		
	1990										3,9		
	1991		12,4										
	1992						12,2						
	1993	12,3						13,1				0,7	
	2005	12,3											
	2006			15,1									
	2007			15,1	18,3								
Biskra	1973	13,3	13,8	17,5	9,4								
	1975	13,3	13,8	17,5									
	1976		13,8										
	1977											0,5	2,1
	1978	13,3		17,5									
	1981								14,0	11,8			
	1982										4,1		
	1989											0,5	
	1992					14,4							
	1997		13,8										
	2003	13,3											
	2009												2,1
Bouzina	1977	37,7	25,0	32,0									
	1979		25,0										
	1987								33,5	27,8	14,2	2,8	12,0
	1996										14,2		
	2005	37,7											
	2008	37,7	25,0	32,0									
	2009		25,0										
	2010	37,7	25,0										

IV.4.4.2. Comblement par régression linéaire :

Les séries pluviométriques de l'ensemble des stations présentent certaines années sans aucune mesure ou pleines de lacunes. Les pluies annuelles de ces années ont été reconstituées en corrélant chaque station avec les stations voisines ayant fonctionnées durant l'année manquante et en déterminant les équations de régressions linéaires qui correspondent aux coefficients de corrélation (R^2) le plus importants. C'est ainsi pour la station de « Mena » au cours des années 1999 et 2002 qui ont été reconstituées par celles de la station de « Tkout », la station de « Bouzina » durant les années 1970-1976, 2003 et 2004 par la station de « Mena » et l'année 2002 par la station de « Tkout », la station de « Biskra » au cours des années 1970-1972, 2006 et 2010 par la station de « Djemourah ».

Les pluies annuelles des années 1980-1983, 1994-1996, 1998 et 2003-2010 à la station d'« El Outaya » ont été reconstituées à l'aide de celles de la station de « Mena » et des années 1999-2002 par celle de la station de « Tkout ».

Les coefficients de corrélations, les équations de régression ainsi que les données reconstituées aux stations sur une période commune de 1970 à 2010 sont données ci-dessous.

Tableau IV. 16. Matrice de corrélation des pluies annuelles.

	Mena	BOUZINA	DJEMOURAH	BISKRA	TKOUT	Batna	EL OUTAYA	FOUM EL GHERZA
Mena	$R^2=1,0$	$R^2=0,7$ $Y=0,8661x + 86,737$	$R^2=0,1$	$R^2=0,3$	$R^2=0,7$ $Y=0,6814x + 50,395$	$R^2=0,4$	$R^2=0,7$ $Y=0,5948x - 48,452$	$R^2=0,0$
BOUZINA		$R^2=1,0$	$R^2=0,5$	$R^2=0,0$	$R^2=0,6$ $Y=0,7743x + 75,882$	$R^2=0,0$	$R^2=0,3$	$R^2=0,0$
DJEMOURAH			$R^2=1,0$	$R^2=0,7$ $Y=0,6566x + 25,832$	$R^2=0,0$	$R^2=0,1$	$R^2=0,0$	$R^2=0,2$
BISKRA				$R^2=1,0$	$R^2=0,5$	$R^2=0,1$	$R^2=0,0$	$R^2=0,1$
TKOUT					$R^2=1,0$	$R^2=0,3$	$R^2=0,6$ $Y=0,3761x - 9,7795$	$R^2=0,0$
Batna						$R^2=1,0$	$R^2=0,3$	$R^2=0,1$
EL OUTAYA							$R^2=1,0$	$R^2=0,0$
FOUM EL GHERZA								$R^2=1,0$

Tableau IV. 17. Comblement par régression linéaire

EI OUTAYA				BISKRA		BOUZINA	
1980	99,8	2001	165,1	1970	238,0	1970	234,4
1981	71,5	2002	126,4	1971	31,4	1971	391,1
1982	72,9	2003	88,8	1972	203,8	1972	338,8
1983	36,5	2004	143,7	2006	104,1	1973	204,5
1994	65,0	2005	143,7	2010	158,0	1974	298,5
1995	250,6	2006	83,2	Mena		1975	280,8
1996	24,6	2007	27,5	1999	215,7	1976	460,7
1998	31,2	2008	163,5	2002	297,1		
1999	81,5	2009	165,6				
2000	69,4	2010	161,5				

IV.5. Détection des valeurs singulières :

Il est important de vérifier si une valeur singulière appartient ou non à la même population que le reste de l'échantillon. Une valeur singulière peut provenir d'une pluie causée par une situation climatique très différente de celles des autres pluies de l'échantillon ou par une erreur de lecture. Il existe des valeurs singulières inférieures et supérieures. La présence d'une ou de plusieurs valeurs singulières peut affecter considérablement la qualité d'un ajustement. Le test de « Grubbs-Beck » (1972) permet de détecter les valeurs singulières dans un échantillon.

IV.5.1. Test de Grubbs-Beck (1972) :

Le test de Grubbs-Beck consiste à calculer les statistiques suivantes :

$$X_h = \text{EXP}(\bar{X} + K_n \times S) \quad (\text{IV-18})$$

$$X_l = \text{EXP}(\bar{X} - K_n \times S) \quad (\text{IV-19})$$

Tel que :

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

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

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

K_n : La valeur statistique du test de « Grubbs et Beck », tabulée pour différentes tailles d'échantillon (n) et de niveaux de signification (α).

Au niveau de signification $\alpha = 10\%$, « Stedinger et al. » (1993) a fourni une approximation précise de la valeur K_n pour $5 \leq n \leq 150$:

$$K_n \approx -0,9043 + 3,345\sqrt{\log_{10} n} - 0,4046 \log_{10} n \quad (\text{IV-20})$$

En appliquant ce test, toutes les valeurs de l'échantillon supérieures à X_h sont considérées des valeurs singulières supérieures et toutes les valeurs inférieures à X_l sont considérées comme valeurs singulières inférieures qu'il faut comparer avec d'autres observations des autres stations pour identifier par la suite la cause de la présence de cette valeur singulière.

Les tableaux suivants donnent les résultats d'application du test de « Grubbs et Beck » sur les séries de pluies annuelles des cinq stations du bassin d'étude, les pluies journalières maximales des quatre stations (Mena, Djemourah, Biskra et Bouzina) et les débits de points des deux stations El Kantara et Djemourah.

Tableau IV. 18. Résultats d'application du test de Grubbs et Beck sur les pluies annuelles

Station	X_h	X_l
Mena	615,3	82,4
Bouzina	651,8	123,9
Djemourah	751,2	20,3
Biskra	500,7	25,6
El Outaya	579,4	9,8

Tableau IV. 19. Résultats d'application du test de Grubbs et Beck sur les pluies journalières

Station	X_l	X_h
Mena	12,1	105,0
Djemourah	4,9	140,7
Biskra	6,5	103,6
Bouzina	12,5	90,3

Tableau IV. 20. Résultats d'application du test de Grubbs et Beck sur les débits maximaux.

Station	X_l	X_h
El Kantara	3,8	1095,1
Djemourah	9,8	553,9

❖ Critique des données :

Ce test n'a détecté aucune valeur singulière supérieure. Par contre, plusieurs valeurs singulières inférieures ont été décelées :

- Les pluies totales annuelles observées durant les années 1971, 1983 et 1990 aux stations Djemourah, Biskra et El Outaya respectivement ;
- La pluie journalière maximale de l'année 1971 à la station de Djemourah ;
- Le débit maximum observé à la station d'El Kantara en 1993.
- Le débit maximum observé à la station d'El Djemourah en 1973.

Tableau IV. 21. Valeurs singulières détectées dans l'ensemble des stations.

Année	Station	Valeur observée	Valeur maximale calculée
1971	Djemourah ($P_{j\max}$)	3	4,9
	Djemourah (P_{tot})	8,5	20,3
1983	Biskra (P_{tot})	24,3	25,6
1990	El Outaya (P_{tot})	5,7	9,8
1993	El Kantara ($Q_{\max}$)	1,1	3,8
1973	Djemourah ($Q_{\max}$)	7,48	9,8

Toutes les valeurs détectées comme douteuses ont été retirées donc de l'échantillon pour que l'étude statistique soit significative.

IV.6. Critères statistiques :

Afin de pouvoir appliquer les méthodes statistiques sur les séries de données qu'on dispose et de leur ajuster une distribution, la vérification de certaines hypothèses de base relatives à leur constitution est obligatoire.

IV.6.1. Indépendance :

L'ajustement d'une distribution statistique nécessite la connaissance d'un échantillon de taille n constitué de réalisations indépendantes et identiquement distribuées de la variable aléatoire considéré. Il est donc essentiel de vérifier l'indépendance de l'échantillon. Le test de « Wald-Wolfowitz » permet de vérifier l'indépendance et de détecter les tendances dans un échantillon.

IV.6.2. Stationnarité :

La stationnarité implique qu'en moyenne les paramètres statistiques (Moyenne, variance, moment d'ordre 3, etc...) sont invariants avec le temps. Les sauts, les cycles et les tendances sont des types de non-stationnarités. Le test de « Mann-Whitney »(1947) pour les sauts et le test de « Wald-Wolfowitz »(1943) pour les tendances rend possible la vérification de la stationnarité.

IV.6.3. L'homogénéité :

Un changement dans l'emplacement du pluviomètre, la construction de nouveaux édifices ou la pousse des arbres près du pluviomètre ainsi qu'un remplacement de l'appareil de mesure peuvent altérer l'homogénéité de la série de données.

Dans une étude statistique, le caractère d'homogénéité des observations d'une série est une hypothèse fondamentale et mérite d'être traité avec beaucoup de sérieux.

Il existe plusieurs méthodes permettant la vérification l'homogénéité d'un échantillon (tests statistiques et graphiques...). Dans notre cas nous avons utilisé le test de Mann-Whitney pour deux sous-échantillons et la méthode du double cumul.

❖ Test de Wald-Wolfowitz (1943) :

Soit un échantillon $x_1, \dots, x_n$. On considère la statistique R telle que :

$$R = \sum_{i=1}^{N-1} x_i x_{i+1} + x_N x_1 \quad (\text{IV-21})$$

Dans le cas où les éléments de l'échantillon sont indépendants, R suit approximativement une distribution normale de moyenne et de variance :

$$E[R] = \frac{(S_1^2 - S_2)}{N-1}, S_k = \sum_{i=1}^N x_i^k \quad (\text{IV-22})$$

$$\text{Var}[R] = \frac{(S_2^2 - S_4)}{N-1} + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(N-1)(N-2)} - \{E[R]\}^2 \quad (\text{IV-23})$$

La quantité $T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{\text{Var}(R)}}$ suit approximativement une distribution normale centrée réduite et peut être utilisée pour tester l'indépendance d'un échantillon.

L'hypothèse d'indépendance n'est pas rejetée à un niveau de signification α si $|T| < U_{\alpha/2}$, Où $U_{\alpha/2}$ est la variable normale dont la probabilité au dépassement est $\alpha/2$. On utilise généralement, en pratique, les valeurs $\alpha=5\%$ et $\alpha=10\%$.

Les tableaux suivants présentent les résultats d'application du test de « Wald-Wolfowitz » sur les trois échantillons : les pluies annuelles, les pluies journalières maximales et les débits de points.

Tableau IV. 22. Résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les totaux annuels.

Station	T	$U_{\alpha/2}$	H_0
Menaa	0,88	1,96	1
Bouzina	0,29	1,96	1
Djemourah	0,71	1,96	1
Biskra	0,01	1,96	1
El Outaya	0,93	1,96	1

$H_0 = 1$: L'hypothèse d'indépendance est vérifiée ;

$H_0 = 0$: L'hypothèse d'indépendance n'est pas vérifiée.

Tableau IV. 23. Résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les pluies journalières maximales.

Station	T	$U_{\alpha/2}$	H_0
Menaa	1,5	1,96	1
Djemourah	0,6	1,96	1
Biskra	0,3	1,96	1
Bouzina	0,7	1,96	1

Tableau IV. 24. Résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les débits maximaux.

Station	T	$U_{\alpha/2}$	H_0
El Kantara	0,69	1,96	1
Djemourah	0,63	1,96	1

D'après ces résultats, l'hypothèse d'indépendance est vérifiée pour l'ensemble de séries de données testées avec le seuil de signification $\alpha=5\%$.

❖ Test de Mann-Whitney (1947) (Wilcoxon) :

Considérant deux sous-échantillons de tailles p et q (où $p \leq q$) regroupés en un échantillon total de taille $N = p + q$ classé en ordre croissant. Soient les quantités V et W tel que :

$$V = R - \frac{P(p+1)}{2} \quad (\text{IV-24})$$

$$W = pq - V \quad (\text{IV-25})$$

Où

R : La somme des rangs des éléments du plus petit sous échantillon ;

V : le nombre de dépassement des éléments du deuxième sous-échantillon par ceux du premier ;

W : le nombre de dépassement des éléments du premier sous-échantillon par ceux du deuxième sous échantillon.

La statistique U de moyenne $\bar{U} = pq/2$ et de variance $\text{Var}(U) = pq(n + 1)/12$ est définie par la plus petite valeur entre V et W .

Lorsque $N > 20$, et $p, q > 3$ et si les deux échantillons proviennent d'une même population, la quantité $T = (U - \bar{U})/\sqrt{\text{Var}(U)}$ suit approximativement une distribution normale centrée réduite et peut être utilisé pour tester l'homogénéité d'un échantillon. L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée au niveau de signification α si $|T| < U_{\alpha/2}$.

Les résultats d'application du test de « Mann-Whitney » données aux tableaux suivants montrent clairement que les trois échantillons sur lesquels ce test a été appliqués sont homogènes pour le niveau de signification choisi ($\alpha=5\%$).

Tableau IV. 25. Résultats d'application du test de Mann-Whitney sur les pluies journalières maximales.

Station	p	Q	T	$U_{\alpha/2}$	H_0
Menaa	13	20	0,66	1,96	1
Djemourah	12	16	0,28	1,96	1
Biskra	10	15	1,39	1,96	1
Bouzina	11	15	1,27	1,96	1

Tableau IV. 26. Résultats d'application du test de Mann-Whitney sur les débits maximaux.

Station	p	Q	T	$U_{\alpha/2}$	H_0
El Kantara	10	13	0,62	1,96	1
Djemourah	8	12	0,93	1,96	1

Tableau IV. 27. Résultats d'application du test de Mann-Whitney sur les pluies annuelles.

Station	p	Q	T	$U_{\alpha/2}$	H_0
Menaa	18	23	0,53	1,96	1
Bouzina	18	23	1,63	1,96	1
Djemourah	18	23	0,92	1,96	1
Biskra	18	23	1,58	1,96	1
El Outaya	18	23	0,11	1,96	1

❖ Méthode de double cumul (Quélenec (1973)) :

Avant d'entreprendre toute étude d'inférence statistique. Nous avons jugé utile de vérifier ce caractère fondamental d'homogénéité des observations mais cette fois ci avec une méthode graphique qui consiste à vérifier l'homogénéité des valeurs mesurées à une station (à tester) en les corrélant avec celle de référence supposée correcte. Cette comparaison utilise non pas les valeurs observées, mais leur cumul.

La méthode du double cumul est fondée sur le principe suivant :

En l'absence d'anomalie, deux stations A, B, voisines mesurent chaque année une pluviométrie annuelle dans un rapport sensiblement constant d'une année à l'autre, que l'année soit sèche ou humide.

En conséquence les points $M(i)$ de coordonnées les pluies cumulées calculées à chaque station A et B jusqu'à l'année i sont pratiquement alignés. En revanche si une erreur systématique à la station étudiée s'est produite alors la droite des doubles cumuls présenterait une cassure de sa pente à l'année de l'introduction de l'erreur.

Dans notre cas, le test du double cumul appliqué sur les différentes stations pluviométriques prises deux à deux a montré que les données sont homogènes avec de très forts coefficients de corrélation. (Figures ci- dessous).

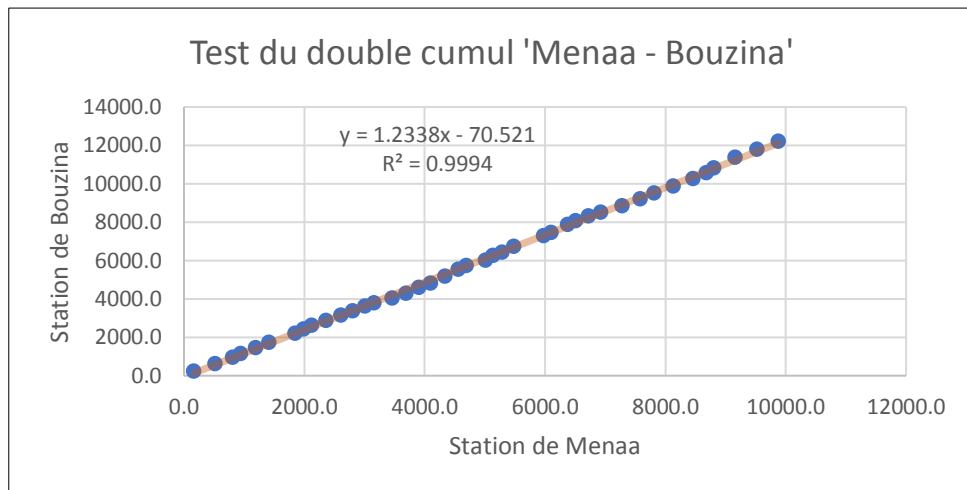


Figure IV.12 Test de double cumul Menaa – Bouzina.

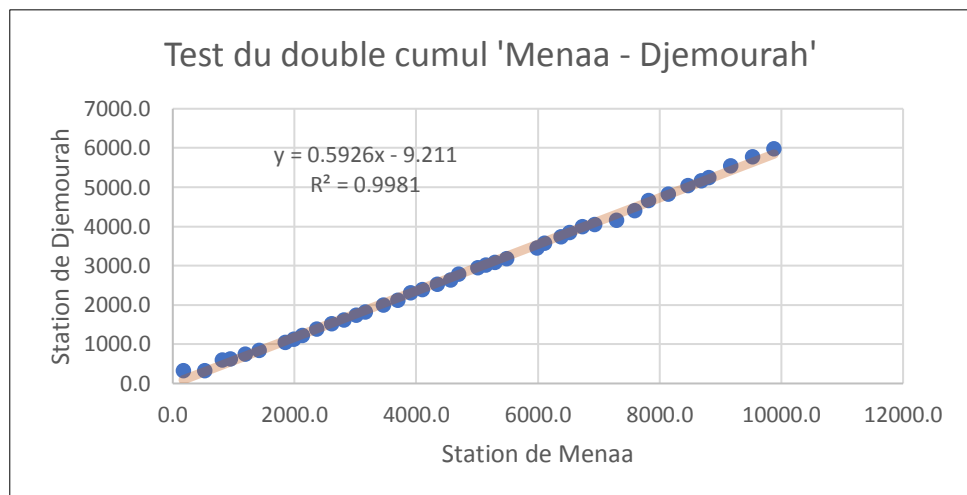


Figure IV.13 Test de double cumul Menaa – Djemourah.

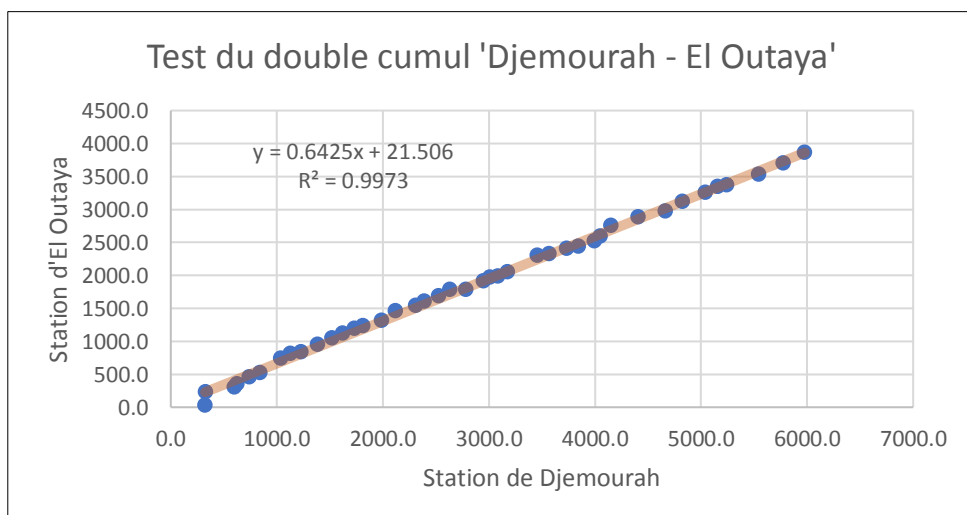
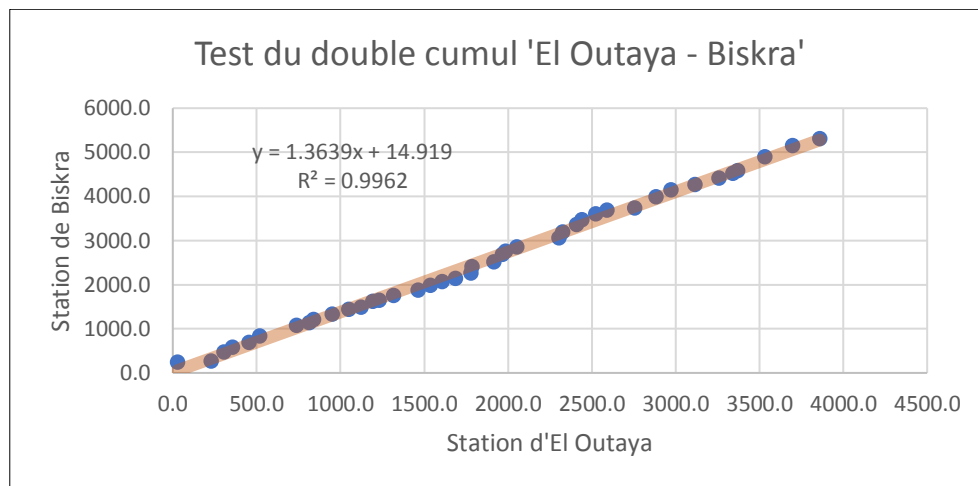


Figure IV.14 Test de double cumul Djemourah – El Outaya**Figure IV.15** Test de double cumul El Outaya – Biskra.

IV.7. Etude de précipitation :

L'étude des précipitations donne une vision générale sur le régime pluvial, elle constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières maximales et intensités maximales est primordiale pour l'étude des crues et offre également aux aménageurs la possibilité de dimensionner certains ouvrages hydrauliques.

IV.7.1. Analyse des pluies moyennes annuelles :

Les pluies moyennes annuelles de l'ensemble des stations pluviométriques du bassin, calculées sur la période commune allant de 1970 à 2010 (41 ans) sont données au tableau suivant :

Tableau IV. 28. Pluies moyennes annuelles des stations pluviométriques

Station	Menaa	Bouzina	Djemourah	Biskra	Batna	El Outaya
Pluie moyenne (mm)	241,0	298,0	145,8	129,4	369,8	94,1

Il est clair que les pluies annuelles dans la partie amont du bassin versant de l'oued Biskra sont relativement plus importantes que celles de la partie aval du bassin, cela est dû à l'effet orographique.

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie du nord établie par l'ANRH, la pluie moyenne annuelle varie entre 100 et 400 mm.

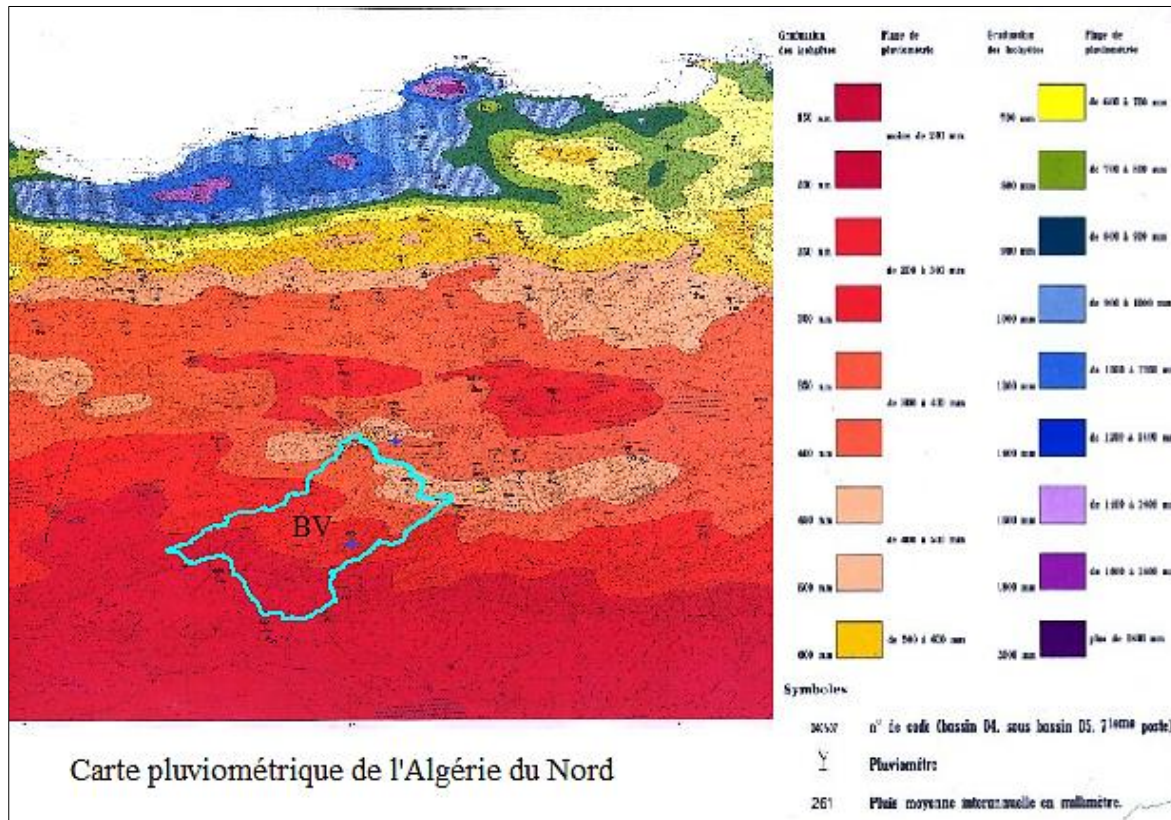


Figure IV.16 Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord.

(Echelle 1/600 000)

Le calcul de la précipitation moyenne à l'échelle du bassin versant de l'oued Biskra a été effectué en utilisant différentes méthodes : la méthode des polygones de « Thiessen » et la méthode des isohyètes.

IV.7.1.1. Polygones de Thiessen :

Cette méthode appelée encore moyenne pondérée s'applique quand le réseau de mesure a une répartition non homogène ; c'est le cas du réseau de mesure du notre bassin d'étude. La précipitation moyenne pondérée « P_{moy} » pour le bassin, se calcule alors comme suit :

$$P_{\text{moy}} = \frac{1}{S} \sum_{i=1}^n S_i P_i \quad (\text{IV-26})$$

S : Surface totale du bassin ;

P_i : Pluie moyenne de la station i ;

S_i : Le facteur de pondération : surface d'influence de la station i déterminée par découpage géométrique du bassin sur une carte topographique.

Le découpage du bassin versant de l'oued Biskra en polygones ainsi que le calcul de la pluie moyenne annuelle sont données ci- dessous.

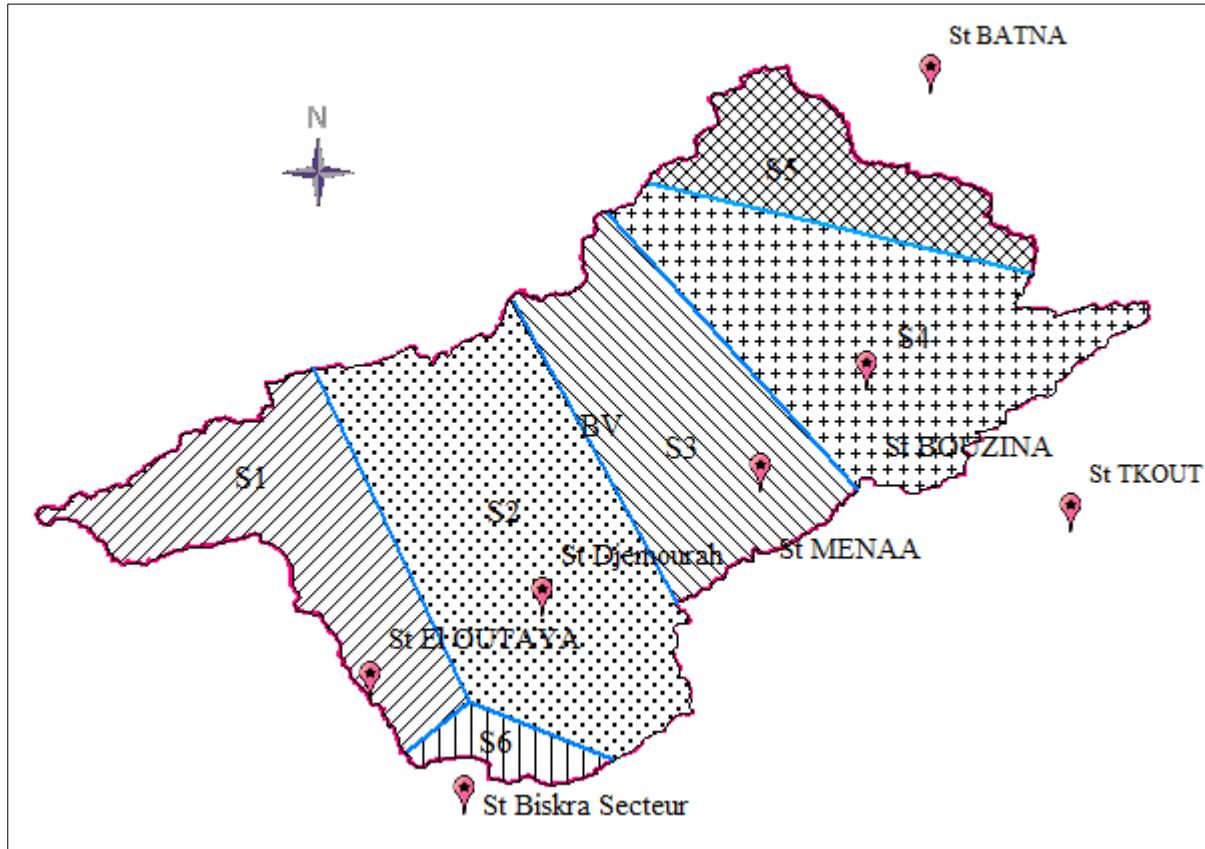


Figure IV.17 Découpage en polygones de Thiessen du bassin versant de Oued Biskra.

Tableau IV. 29. Calcul de la pluie moyenne du bassin par la méthode de polygones de Thiessen.

Station i	P_i (mm)	S_i/S	$P_i (S_i/S)$
El Outaya	94,1	0,166	15,6
Djemourah	145,8	0,284	41,3
Menaa	241,0	0,186	44,8
Bouzina	298,0	0,241	71,7
Batna	369,8	0,097	35,9
Biskra	129,4	0,027	3,5
Σ			212,8

IV.7.1.2. Méthode des isohyètes :

Cette méthode est généralement considérée comme la plus précise, elle est fondée sur l'utilisation des isohyètes qui sont des lignes de même pluviosité. La pluie moyenne annuelle se calcule par la formule suivante :

$$P_{\text{moy}} = \frac{1}{S} \sum_{i=1}^n S_i P_i \quad (\text{IV-27})$$

$$P_i = \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \quad (\text{IV-28})$$

S_i : Surface entre deux isohyètes i et $i+1$;

S : Surface totale du bassin ;

P_i : Moyenne des hauteurs h de précipitations entre deux isohyètes i et $i+1$.

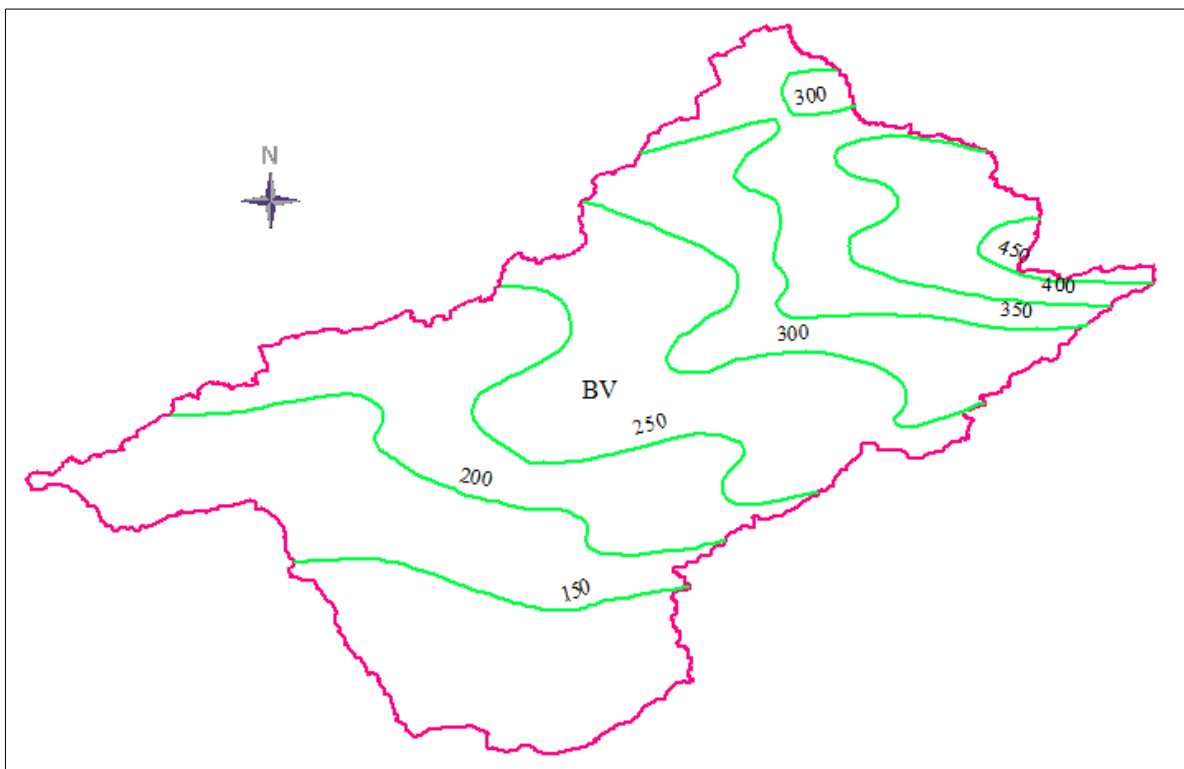


Figure IV.18 Tracé des isohyètes sur le bassin versant de l'oued Biskra.

Tableau IV. 30. Résultats de la méthode des isohyètes

Isohyète	S_i/S	P_i (mm)	P_i (Si/S)
100	/	/	
150	0,142	125	17,7
200	0,179	175	31,3
250	0,167	225	37,6
300	0,195	275	53,7
350	0,129	325	42,0
400	0,107	375	40,2

450	0,080	425	34,2
Σ			256,7

La pluie moyenne annuelle pour les deux sous bassins versants supérieur de Oued El Hai et inférieure de Oued Biskra complémentaire a été déterminée par la méthode des isohyètes

Quant au sous bassin moyen, la pluie moyenne annuelle a été estimée par deux méthodes : la méthode des isohyètes et celle de la moyenne. Les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau IV. 31. : Pluie moyenne annuelle pour chaque sous bassin versant.

Sous bassin versant	Pluie moyenne annuelle (mm)	
El Hai	277,5	
Djemourah	Méthode des isohyètes	241,7
	Méthode de la moyenne	228,3
Biskra.compl	125	

Les pluies moyennes annuelles retenues pour la suite de cette étude sont ceux calculées par la méthode des isohyètes jugée comme la plus précise.

IV.7.2. Pluies maximales journalières :

Cette étude a permis d'ajuster la série de données de précipitation maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ❖ Classer la série des précipitations par ordre croissant (on travaille avec la fréquence au non dépassement).
- ❖ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée
- ❖ Calcul de la fréquence expérimentale.
- ❖ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ❖ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau IV. 32. Caractéristiques de la série avec N=41ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=36} X_i$	2072,8

la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=36} Xi}{n}$	57,577
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{36} (X_i - 57,5778)^2}{36}} \right]$	22,970
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,399
L'exposant climatique :	$b = 0.25$	

Remarque :

L'exposant climatique (b) pour la région est donné par l'ARNH et égale à 0.25.

IV.7.3. Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- ✓ Loi de GUMBEL.
- ✓ Loi de GALTON ou loi log normale.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel «**Hyfran**».

Dans notre cas on applique les deux lois suivantes. La loi de « Gumbel » et la loi de Galton (loi Lognormale), à l'aide de logiciel **Hyfran**.

IV.7.3.1. Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (IV-29)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

$1/a$: la pente de la droite de *GUMEL*

y : variable réduite de *GUMBEL*

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de *HAZEN*.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (IV-30)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(31)

- calculer la variable réduite de *GUMBEL* donnée par la formule suivante : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$
- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier *GUMBEL*.

- **GUMBEL (Méthode des moments) :**

- ❖ **Résultats de l'ajustement :**

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) et $T = 1/(1-q)$

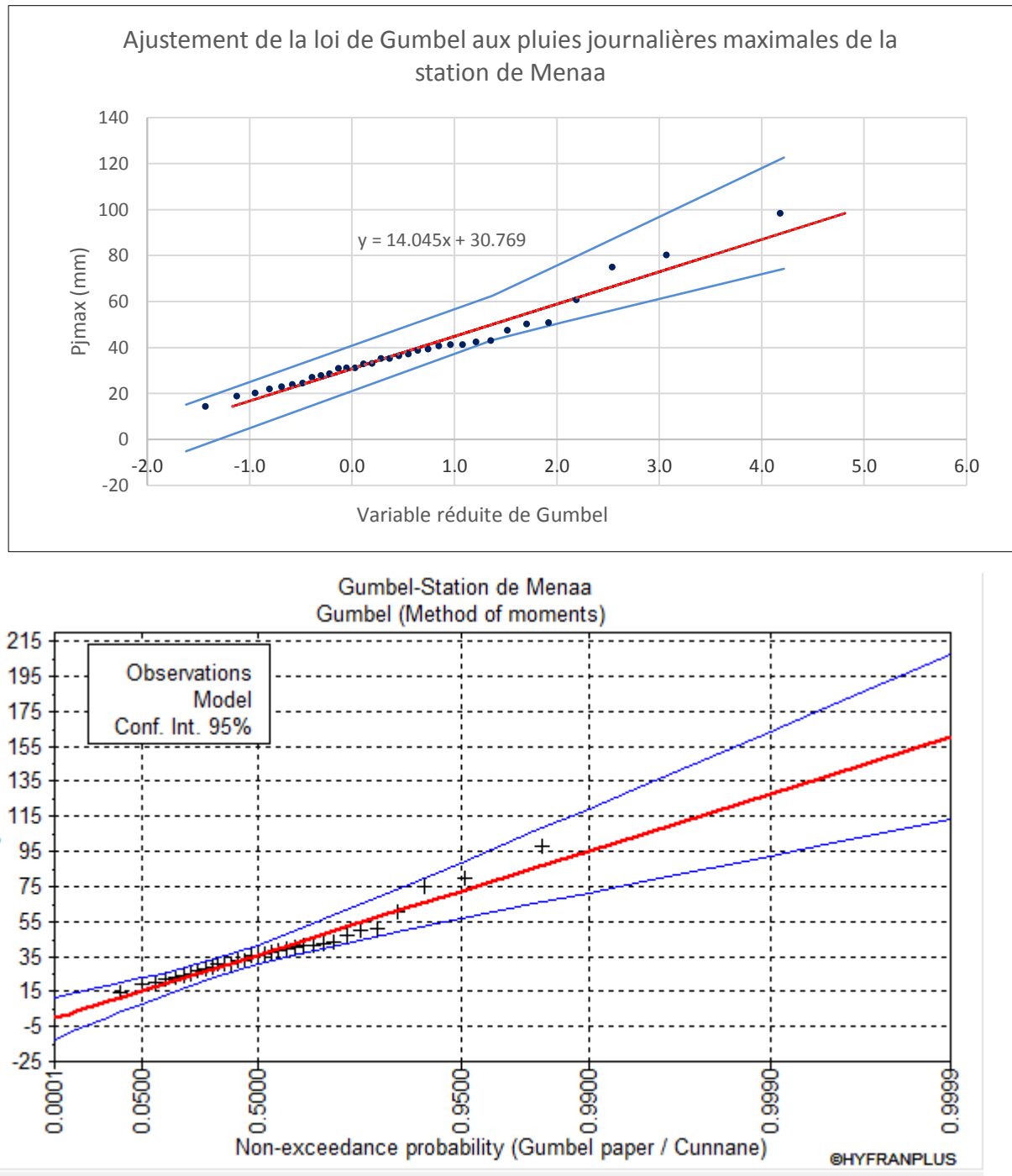


Figure IV.19 Ajustement de la loi de Gumbel aux pluies journalières maximales observées à la station de Menaa.

Tableau IV. 33. : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000.0	0.999	128	18.1	92.3	163
200.0	0.995	105	14.1	77.6	133
100.0	0.99	95.4	12.3	71.3	120
50.0	0.98	85.6	10.6	64.9	106
20.0	0.95	72.5	8.27	56.3	88.7
10.0	0.9	62.4	6.55	49.5	75.2
5.0	0.8	51.8	4.85	42.3	61.3
2.0	0.5	35.9	2.88	30.3	41.6

Tableau IV. 34. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	14,4
Maximum	Aucun	98,4
Moyenne	38,9	38,9
Ecart – type	18,0	18
Médiane	35,9	35,3
Coefficient de variation (Cv)	0,463	0,463

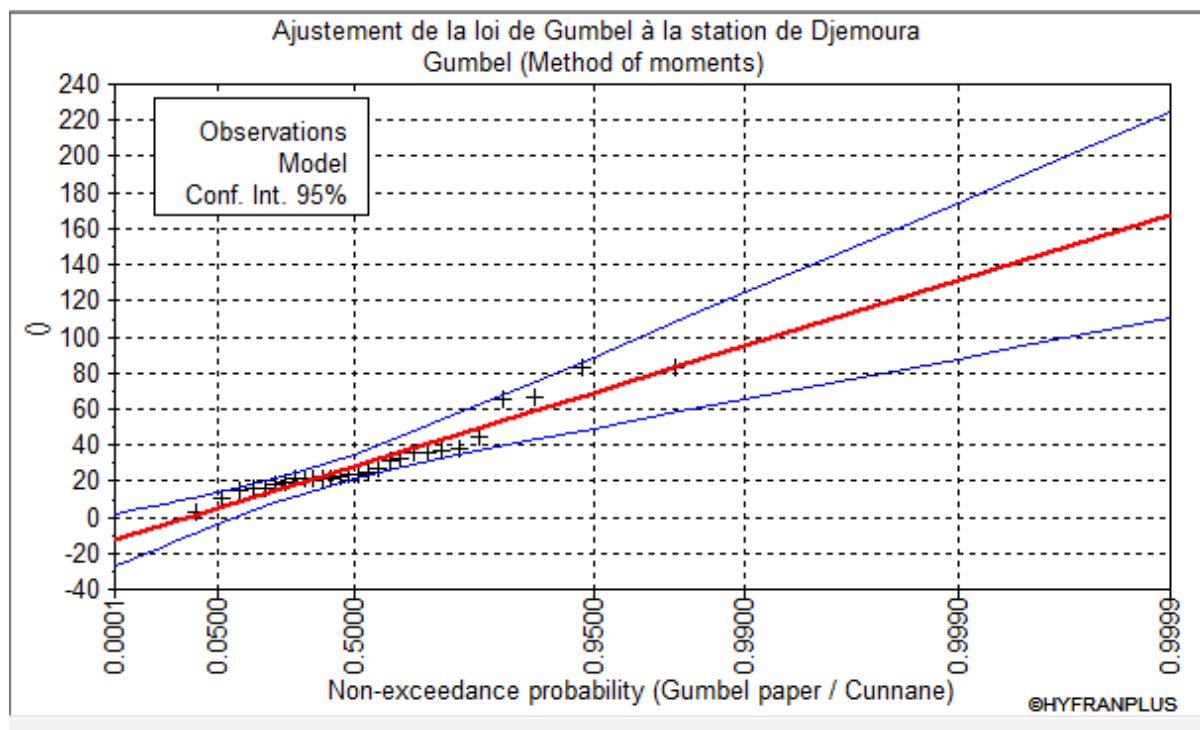
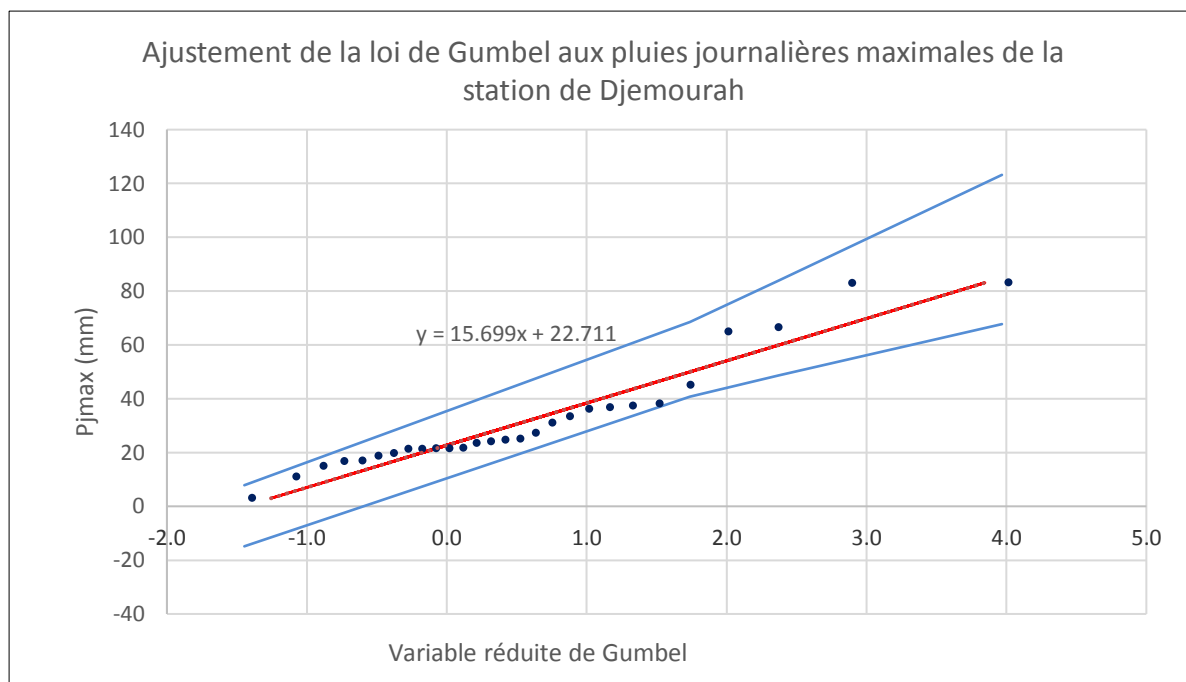


Tableau IV. 35. Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000.0	0.999	167	29.2	110	225
200.0	0.995	142	24.2	94.6	190
100.0	0.99	131	22.1	87.9	174
50.0	0.98	106	17.1	72.2	139
20.0	0.95	94.8	15	65.4	124
10.0	0.9	83.8	12.9	58.6	109
5.0	0.8	69.1	10.1	49.4	88.9
2.0	0.5	57.8	7.98	42.1	73.4

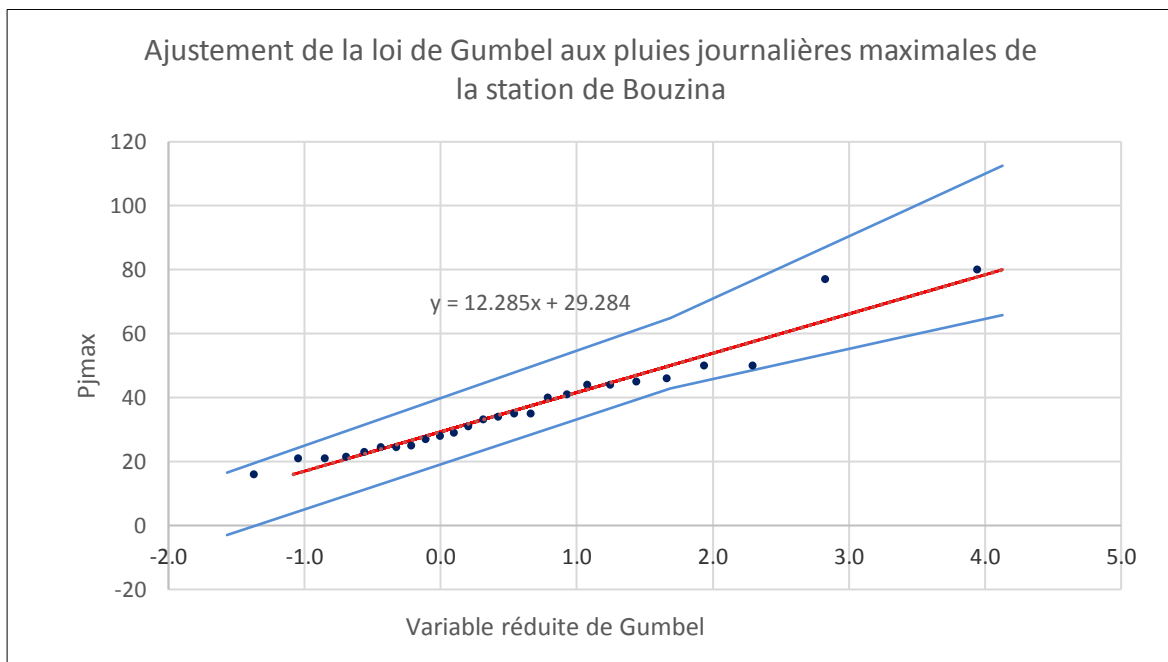
Tableau IV. 36. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

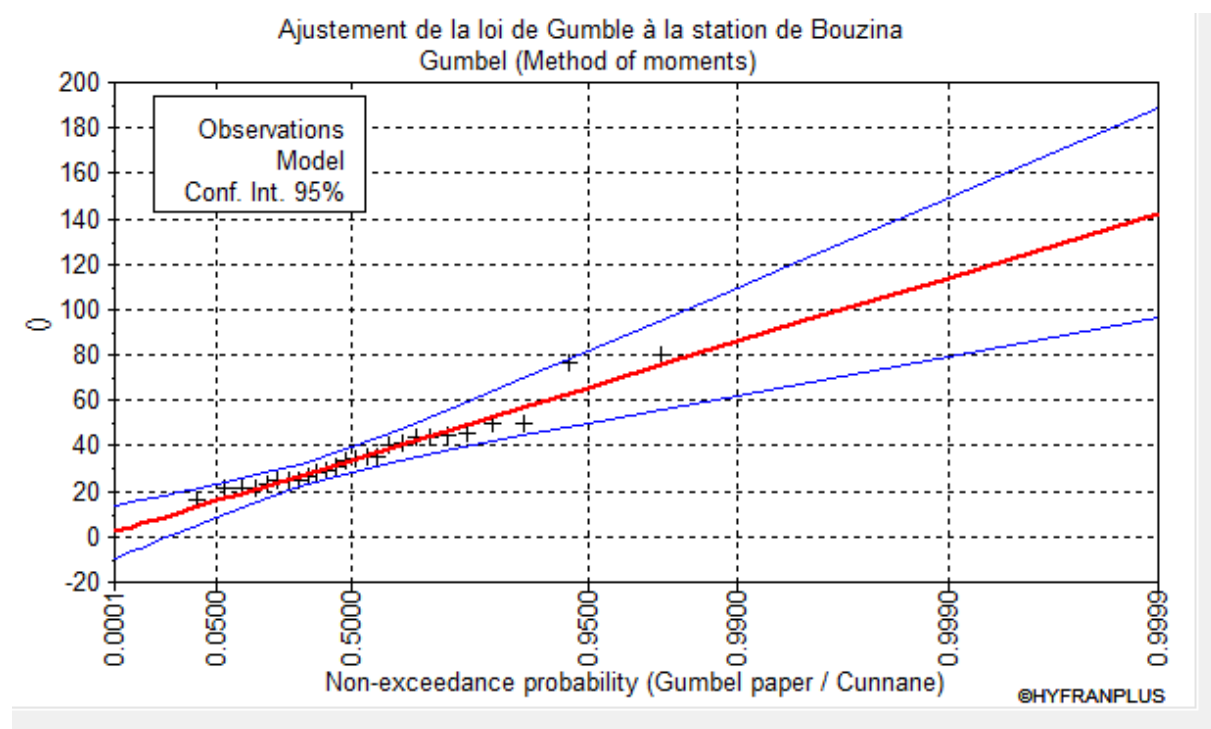
Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	3,00
Maximum	Aucun	83,00
Moyenne	31,4	31,4
Ecart – type	20,2	20,2
Médiane	28,1	24,0
Coefficient de variation (Cv)	0,644	0,644

Remarque :

Hypotheses	
H0 :	The underlying distribution of this sample is Gumbel
H1 :	The underlying distribution of this sample is not Gumbel
Results	
Statistics result :	
p-value :	
Degrees of freedom :	
Number of classes :	7
Conclusion	
We REJECT H0 at a significance of 5 %, but we accept at a significance level of 1 %	

Etant donné que la p-value calculée est inférieure au niveau de signification $\alpha=0.05$, on doit rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et retenir l'hypothèse alternative H_1 .

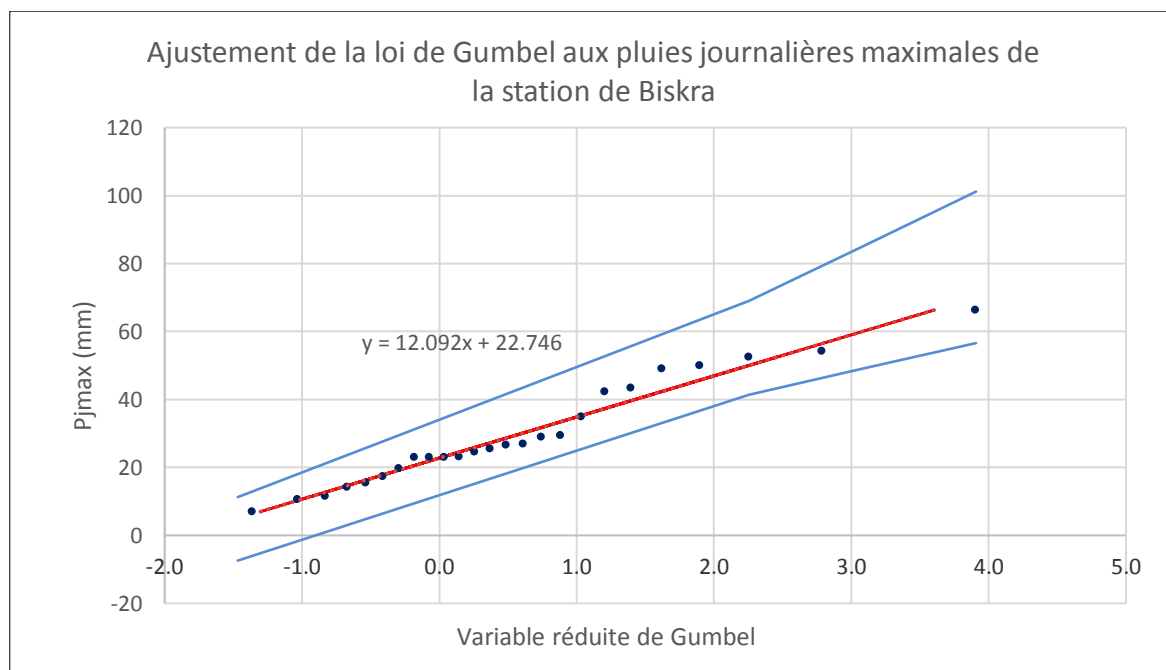


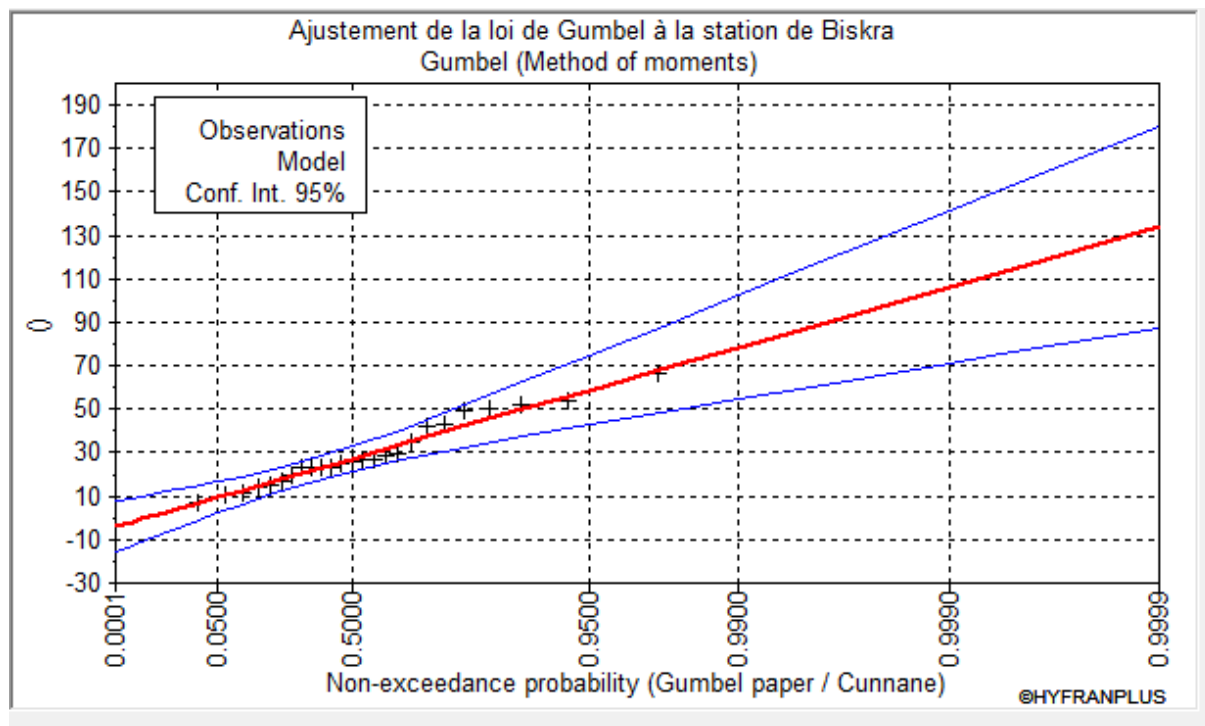
**Tableau IV. 37.** Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000.0	0.999	142	23.6	96.1	189
200.0	0.995	123	19.6	84.2	161
100.0	0.99	114	17.9	79.1	149
50.0	0.98	94.3	13.8	67.2	121
20.0	0.95	85.8	12.1	62.0	110
10.0	0.9	77.2	10.4	56.8	97.6
5.0	0.8	65.8	8.15	49.8	81.7
2.0	0.5	56.9	6.45	44.3	69.6

Tableau IV. 38. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16
Maximum	Aucun	80
Moyenne	36,4	36,4
Ecart – type	15,8	15,8
Médiane	3,8	33,6
Coefficient de variation (Cv)	0,443	0,443



**Tableau IV. 39. :** Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000.0	0.999	134	23.7	87.6	181
200.0	0.995	115	19.7	76.1	153
100.0	0.99	106	17.9	71.1	141
50.0	0.98	86.8	13.9	59.5	114
20.0	0.95	78.4	12.2	54.5	102
10.0	0.9	69.9	10.4	49.4	90.4
5.0	0.8	58.7	8.18	42.6	74.7
2.0	0.5	49.9	6.47	37.3	62.6

Tableau IV. 40. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7,00
Maximum	Aucun	66,3
Moyenne	29,7	29,7
Ecart – type	15,5	15,5
Médiane	27,2	25,5
Coefficient de variation (Cv)	0,522	0,522

❖ Test de Khi-2 :

L'application de ce test consiste à diviser l'intervalle total de variation des observations en K classes mutuellement exclusives et exhaustives et à attribuer à chaque classe le nombre de valeurs observées O_i et le nombre de valeurs théoriques correspondantes E_i .

La quantité $\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ est asymptotiquement distribuée selon une loi Khi-2 avec $\nu = K - p - 1$ degrés de liberté lorsque les p paramètres ont été estimés à partir de l'échantillon.

La validité de l'ajustement n'est pas rejetée au niveau de signification choisi ($H_0=1$) si $\chi^2 < \chi^2_{(\nu, \alpha)}$, où $\chi^2_{(\nu, \alpha)}$ est la variable de Chi-2 à ν degrés de liberté dont la probabilité au dépassement est α .

Tableau IV. 41. Résultats d'application du test de Khi- deux sur les séries de pluies maximales journalières des différentes stations pour la loi de Gumbel.

Station	ν	$\chi^2(\nu, \alpha)$	χ^2	H0
Djemourah	2	5,99	5,97	1
Menaa	3	7,82	1,56	1
Biskra	2	5,99	1,93	1
Bouzina	2	5,99	3,27	1

❖ Test de Kolmogorov-Smirnov :

Le Test de Kolmogorov-Smirnov (K-S) consiste à calculer la distance maximale entre la fonction de répartition observée $F_n(x)$ et la fonction de répartition théorique $F(x)$:

$$d_n = \max |F_n(x) - F(x)| \quad (\text{IV-31})$$

Tableau IV. 42. Résultats d'application du test de (K-S) sur les séries de pluies maximales journalières des différentes stations pour la loi de Gumbel.

Station	n	Dn	dn	H0
Djemourah	28	0,250	0,917	1
Menaa	33	0,231	0,865	1
Biskra	25	0,264	0,832	1
Bouzina	26	0,259	0,571	1

IV.7.3.2. Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :

Cette loi d'ajustement est identique à celle établie par la loi de *GUMBEL*, seul la représentation graphique change où elle est faite sur du papier *log-normale*. La loi de *GALTON* a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{IV-32})$$

Où :

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{IV-33})$$

u : variable réduite.

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} \cdot u(p\%).$$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{36} \overline{\text{Log}Xi}}{N} \quad (\text{IV-34})$$

❖ Résultats de l'ajustement :

- ✓ $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)
- ✓ $T = 1/(1-q)$
- ✓ Log normale (Maximum de vraisemblance)

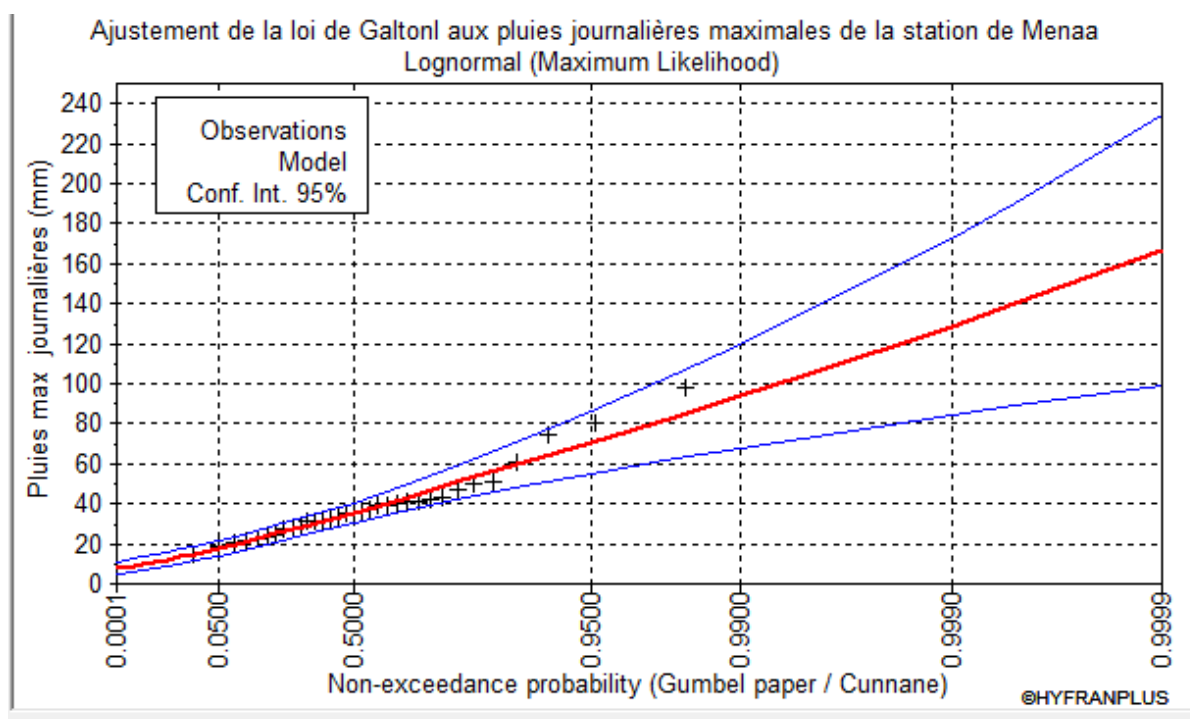
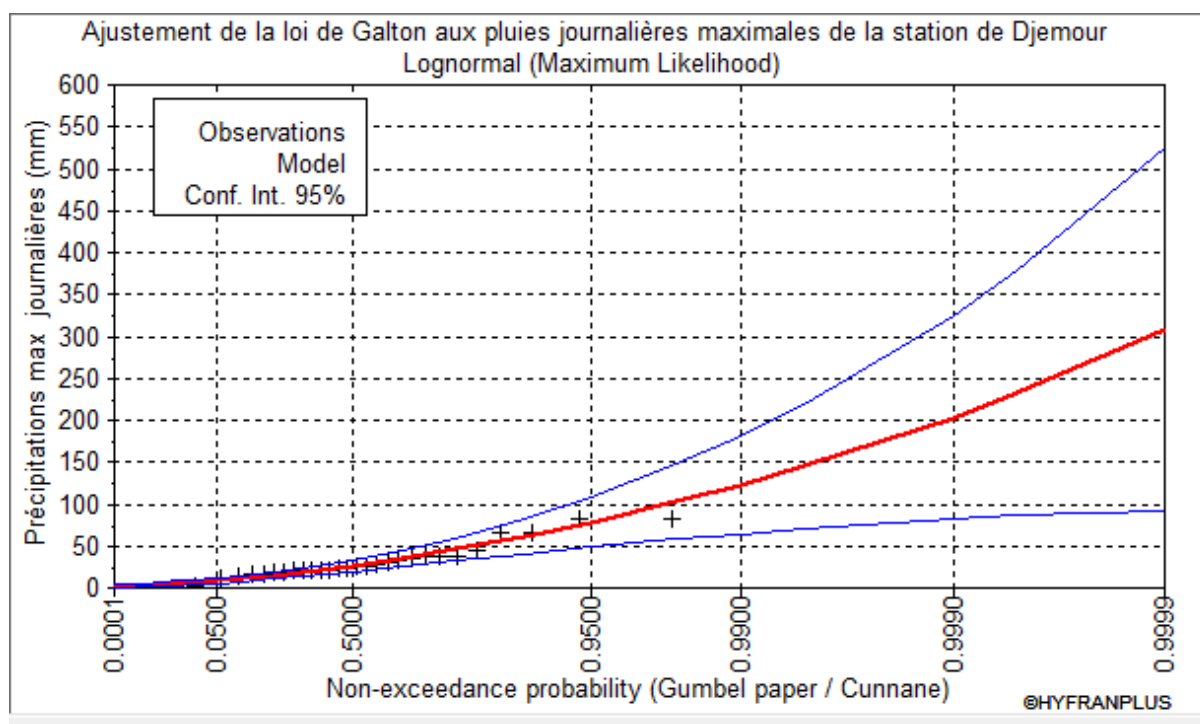


Tableau IV. 43. Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0.999	128	22.6	84.2	173
200	0.995	105	15.8	72.9	135
100	0.99	95.6	13.2	67.8	119
50	0.98	85.7	10.8	62.5	105
20	0.95	72.6	7.9	55.1	86.0
10	0.9	62.5	5.96	49.0	72.3

Tableau IV. 44. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Galton(maximum de vraisemblance)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	14,4
Maximum	Aucun	98,4
Moyenne	38,9	38,9
Ecart – type	16,9	18
Médiane	35,6	35,3
Coefficient de variation (Cv)	0,434	0,463

**Tableau IV. 45.** Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0.999	131	61.9	81.9	325
200	0.995	106	38.1	70.0	219
100	0.99	94.8	29.9	64.1	181
50	0.98	83.8	22.9	57.7	147

20	0.95	69.1	15.1	48.5	108
10	0.9	57.8	10.5	41.0	82.0

Tableau IV. 46. : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Galton(maximum de vraisemblance)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	3,00
Maximum	Aucun	83,00
Moyenne	32,8	31,4
Ecart – type	24,3	20,2
Médiane	26,4	24,0
Coefficient de variation (C_V)	0,740	0,644

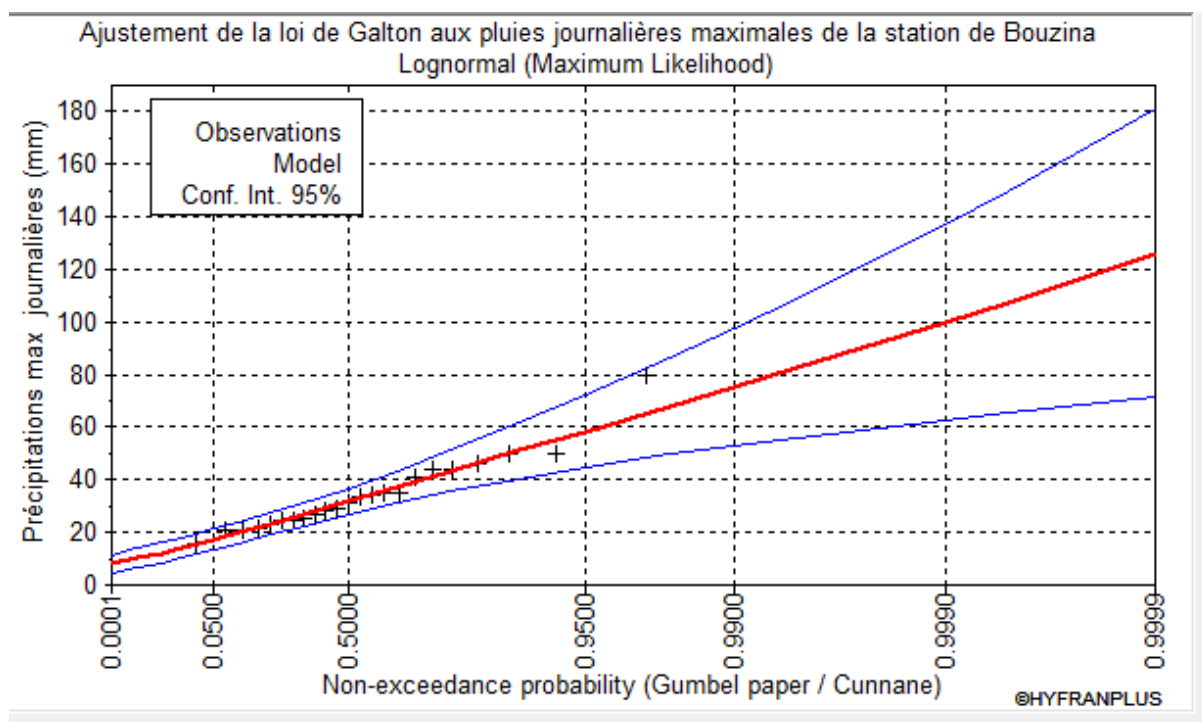


Tableau IV. 47. Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0.999	114	18.9	62.9	137
200	0.995	94.4	13.5	56.1	109
100	0.99	85.9	11.4	53.0	97.6
50	0.98	77.3	9.41	49.6	86.5
20	0.95	65.8	7.02	44.7	72.2
10	0.9	49.7	5.38	40.6	61.7

Tableau IV. 48. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Galton(maximum de vraisemblance)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0 ,00	16
Maximum	Aucun	80
Moyenne	34,1	36,4
Ecart – type	13,1	15,8
Médiane	31,8	33,6
Coefficient de variation (C _v)	0,383	0,443

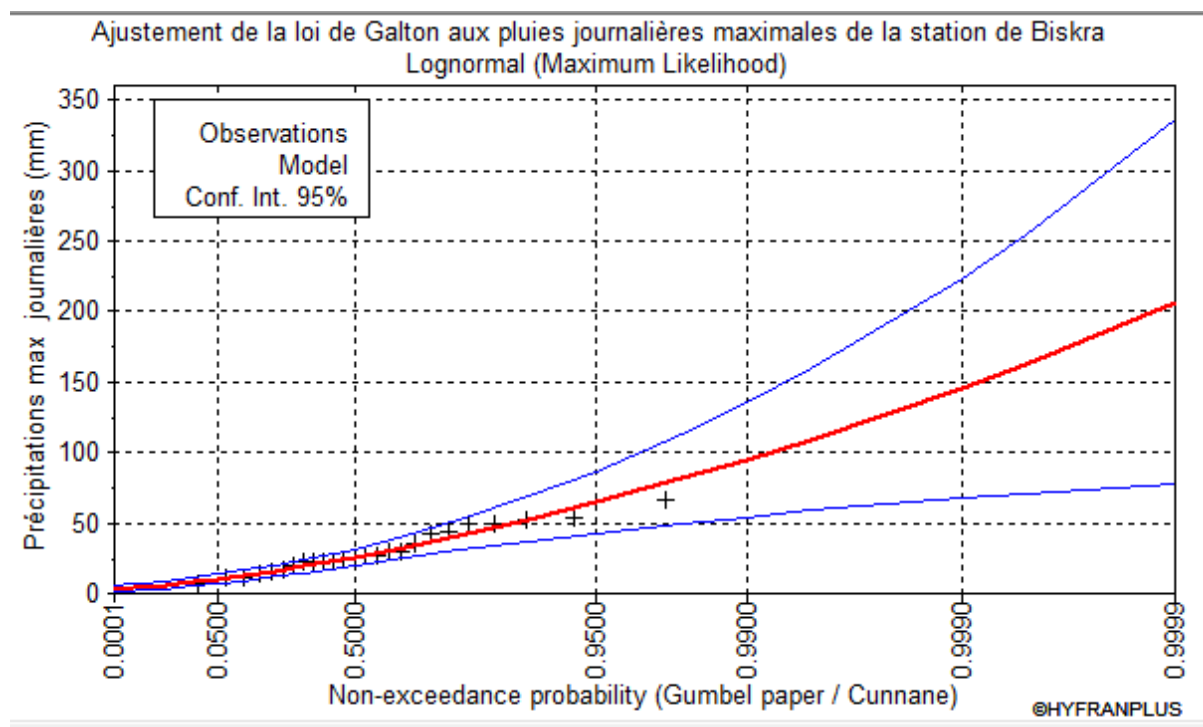


Tableau IV. 49. Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0.999	106	39.6	67.5	223
200	0.995	86.6	25.7	58.6	159
100	0.99	78.2	20.7	54.3	135
50	0.98	69.7	16.3	49.6	113
20	0.95	58.4	11.2	42.8	86.8
10	0.9	49.7	8.05	37.1	68.7

Tableau IV. 50. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	7,00
Maximum	Aucun	66,3
Moyenne	30,2	29,7
Ecart – type	18,3	15,5
Médiane	25,9	25,5
Coefficient de variation (Cv)	0,605	0,522

- **Résultats des ajustements :**

En se référant aux graphes obtenus, par ces deux lois, celles de Gumbel et Galton, nous remarquerons que l'ajustement issu de **la loi de Gumbel** est le meilleur ; du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique. Donc, on opte pour la loi de « Gumbel ».

Les pluies journalières maximales de différentes fréquences estimées par la loi de Gumbel sont données au tableau suivant :

Tableau IV. 51. Pluies journalières maximales fréquentielles aux différentes stations.

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Mena	Djemourah	Biskra	Bouzina
2	0,5	35,9	28.1	26.9	33.7
5	0,8	51,9	45.9	40.6	47.7
10	0,9	62,5	57.8	49.7	56.9
20	0,95	72,6	69.1	58.4	65.8
50	0,98	85,7	83.8	69.7	77.3
100	0,99	95,6	94.8	78.2	85.9
200	0,995	105	106	86.6	94.4
1000	0,999	128	131	106	114
Taille de la série		33	28	25	26
Gradex		14,05	15,70	12,10	12,29

Tableau IV. 52. Pluies journalières maximales fréquentielles pour chaque sous bassin.

Sous bassin versant	Période de retour						Gradex
	2	5	10	20	50	100	
El Hai	35,0	46,3	53,8	61,0	70,3	77,3	9,98
Djemourah	35,9	51,9	62,5	72,6	85,7	95,6	14,05
Biskra.compl	27,2	40,9	50,0	58,7	69,9	78,4	12,10

IV.7.4. Pluies de courte durée :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P_{(t,f)} = P_{j\max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{IV-35})$$

P_(t,f) : Pluie de durée t pour une fréquence donnée (mm) ;

P_{jmax} : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm) ;

t : durée de la pluie (h) ;

b : Exposant climatique ;

Cet exposant climatique dépend de la position géographique, on prendra pour notre site : $b = 0,25$

I_{t,f} : Intensité de pluie

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{IV-36})$$

Tableau IV. 53. Pluies (mm) et intensités(mm/h)maximales de durée t(h) et de période de retour du Bassin versant Oued El Hai

P D R	100		50		20		10		5		2	
T(h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,279	25.38	90.98	23.08	82.74	20.03	71.79	17.67	63.32	15.20	54.49	11.49	41.19
0,496	29.31	59.09	26.65	53.74	23.13	46.63	20.40	41.13	17.55	35.39	13.27	26.75
1	34.92	34.92	31.76	31.76	27.56	27.56	24.31	24.31	20.92	20.92	15.81	15.81
1,394	37.95	27.22	34.51	24.76	29.95	21.48	26.41	18.95	22.73	16.31	17.18	12.33
2	41.53	20.77	37.77	18.89	32.77	16.39	28.91	14.45	24.88	12.44	18.80	9.40
3	45.96	15.32	41.80	13.93	36.27	12.09	31.99	10.66	27.53	9.18	20.81	6.94
4	49.39	12.35	44.92	11.23	38.98	9.74	34.38	8.59	29.58	7.40	22.36	5.59
5	52.22	10.44	47.49	9.50	41.21	8.24	36.35	7.27	31.28	6.26	23.65	4.73
6	54.66	9.11	49.71	8.28	43.13	7.19	38.04	6.34	32.74	5.46	24.75	4.12
7	56.81	8.12	51.66	7.38	44.83	6.40	39.54	5.65	34.03	4.86	25.72	3.67
8	58.74	7.34	53.42	6.68	46.35	5.79	40.88	5.11	35.18	4.40	26.59	3.32
9	60.49	6.72	55.01	6.11	47.74	5.30	42.10	4.68	36.23	4.03	27.39	3.04
10	62.11	6.21	56.48	5.65	49.01	4.90	43.22	4.32	37.20	3.72	28.12	2.81
11	63.60	5.78	57.84	5.26	50.19	4.56	44.27	4.02	38.10	3.46	28.80	2.62
12	65.00	5.42	59.12	4.93	51.29	4.27	45.24	3.77	38.93	3.24	29.43	2.45
13	66.32	5.10	60.31	4.64	52.33	4.03	46.15	3.55	39.72	3.06	30.03	2.31
14	67.56	4.83	61.44	4.39	53.31	3.81	47.02	3.36	40.46	2.89	30.59	2.18
15	68.73	4.58	62.51	4.17	54.24	3.62	47.84	3.19	41.17	2.74	31.12	2.07
16	69.85	4.37	63.52	3.97	55.12	3.44	48.61	3.04	41.84	2.61	31.63	1.98
17	70.92	4.17	64.49	3.79	55.96	3.29	49.36	2.90	42.48	2.50	32.11	1.89
18	71.94	4.00	65.42	3.63	56.77	3.15	50.07	2.78	43.09	2.39	32.57	1.81
19	72.91	3.84	66.31	3.49	57.54	3.03	50.75	2.67	43.67	2.30	33.01	1.74
20	73.86	3.69	67.17	3.36	58.28	2.91	51.40	2.57	44.24	2.21	33.44	1.67
21	74.76	3.56	67.99	3.24	59.00	2.81	52.03	2.48	44.78	2.13	33.85	1.61
22	75.64	3.44	68.79	3.13	59.69	2.71	52.64	2.39	45.30	2.06	34.25	1.56
23	76.48	3.33	69.56	3.02	60.35	2.62	53.23	2.31	45.81	1.99	34.63	1.51
24	77.30	3.22	70.30	2.93	61.00	2.54	53.80	2.24	46.30	1.93	35.00	1.46

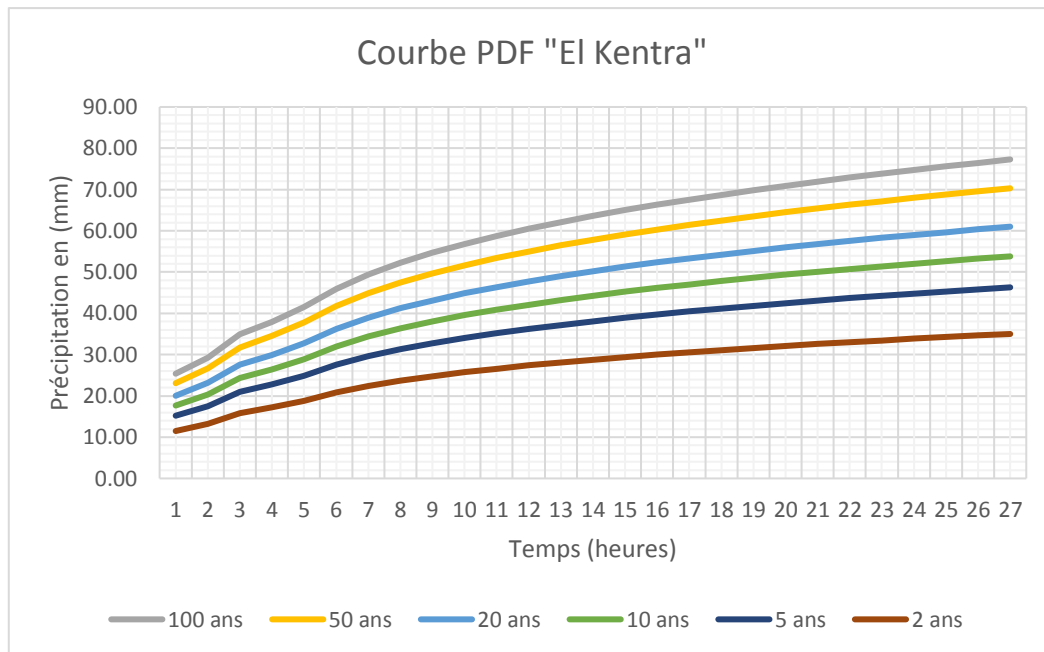


Figure IV.20 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (El Kantara).

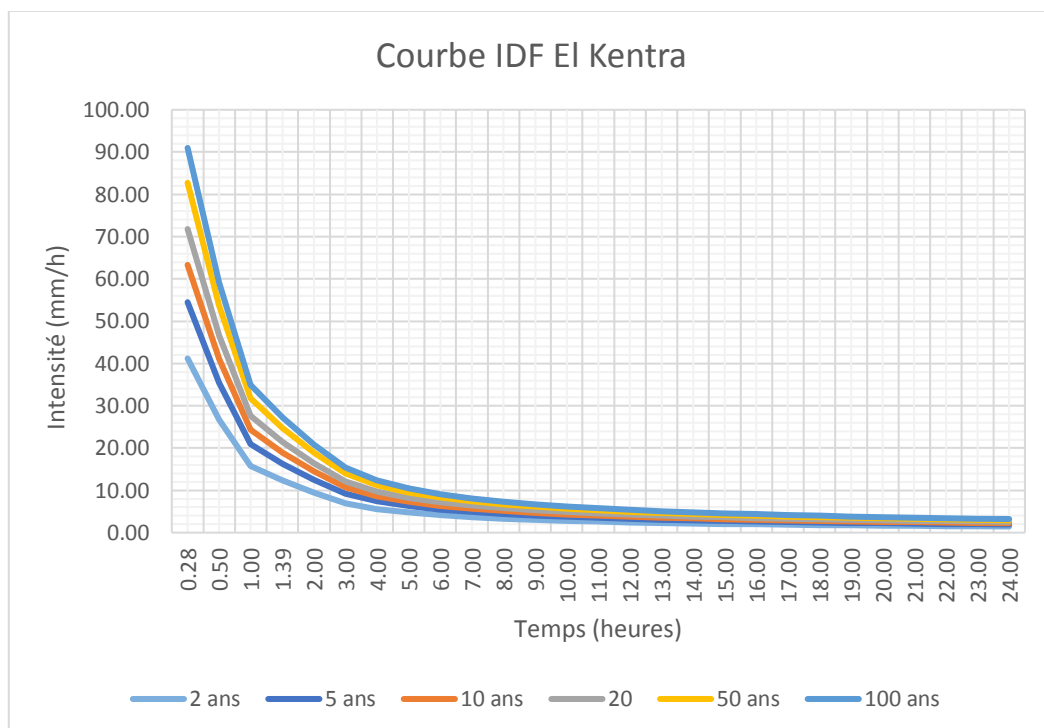


Figure IV.21 Courbes Intensité – Durée – Fréquence (El Kantara).

Tableau IV. 54. Pluies (mm) et intensité (mm/h) maximales de durée t(h) et de PDR du bassin versant de Oued Djemoura

P D R	100		50		20		10		5		2	
T(h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,279	31.39	112.51	28.14	100.86	23.84	85.44	20.52	73.56	17.04	61.08	11.79	42.25
0,496	36.25	73.08	32.49	65.51	27.53	55.50	23.70	47.78	19.68	39.67	13.61	27.44
1	43.19	43.19	38.72	38.72	32.80	32.80	28.24	28.24	23.45	23.45	16.22	16.22
1,394	46.93	33.67	42.07	30.18	35.64	25.57	30.68	22.01	25.48	18.28	17.62	12.64
2	51.36	25.68	46.05	23.02	39.01	19.50	33.58	16.79	27.89	13.94	19.29	9.64
3	56.84	18.95	50.96	16.99	43.17	14.39	37.16	12.39	30.86	10.29	21.35	7.12
4	61.08	15.27	54.76	13.69	46.39	11.60	39.93	9.98	33.16	8.29	22.94	5.73
5	64.59	12.92	57.90	11.58	49.05	9.81	42.23	8.45	35.06	7.01	24.25	4.85
6	67.60	11.27	60.60	10.10	51.34	8.56	44.19	7.37	36.70	6.12	25.39	4.23
7	70.26	10.04	62.98	9.00	53.35	7.62	45.93	6.56	38.14	5.45	26.38	3.77
8	72.64	9.08	65.12	8.14	55.16	6.90	47.49	5.94	39.44	4.93	27.28	3.41
9	74.81	8.31	67.06	7.45	56.81	6.31	48.91	5.43	40.61	4.51	28.09	3.12
10	76.81	7.68	68.85	6.89	58.33	5.83	50.21	5.02	41.70	4.17	28.84	2.88
11	78.66	7.15	70.51	6.41	59.74	5.43	51.43	4.68	42.70	3.88	29.54	2.69
12	80.39	6.70	72.06	6.01	61.05	5.09	52.56	4.38	43.64	3.64	30.19	2.52
13	82.01	6.31	73.52	5.66	62.28	4.79	53.62	4.12	44.52	3.42	30.80	2.37
14	83.55	5.97	74.90	5.35	63.45	4.53	54.62	3.90	45.36	3.24	31.37	2.24
15	85.00	5.67	76.20	5.08	64.55	4.30	55.57	3.70	46.15	3.08	31.92	2.13
16	86.38	5.40	77.44	4.84	65.60	4.10	56.48	3.53	46.90	2.93	32.44	2.03
17	87.70	5.16	78.62	4.62	66.60	3.92	57.34	3.37	47.61	2.80	32.93	1.94
18	88.97	4.94	79.75	4.43	67.56	3.75	58.16	3.23	48.30	2.68	33.41	1.86
19	90.18	4.75	80.84	4.25	68.48	3.60	58.95	3.10	48.96	2.58	33.86	1.78
20	91.34	4.57	81.88	4.09	69.37	3.47	59.72	2.99	49.59	2.48	34.30	1.72
21	92.46	4.40	82.89	3.95	70.22	3.34	60.45	2.88	50.20	2.39	34.72	1.65
22	93.54	4.25	83.86	3.81	71.04	3.23	61.16	2.78	50.78	2.31	35.13	1.60
23	94.59	4.11	84.79	3.69	71.83	3.12	61.84	2.69	51.35	2.23	35.52	1.54
24	95.60	3.98	85.70	3.57	72.60	3.03	62.50	2.60	51.90	2.16	35.90	1.50

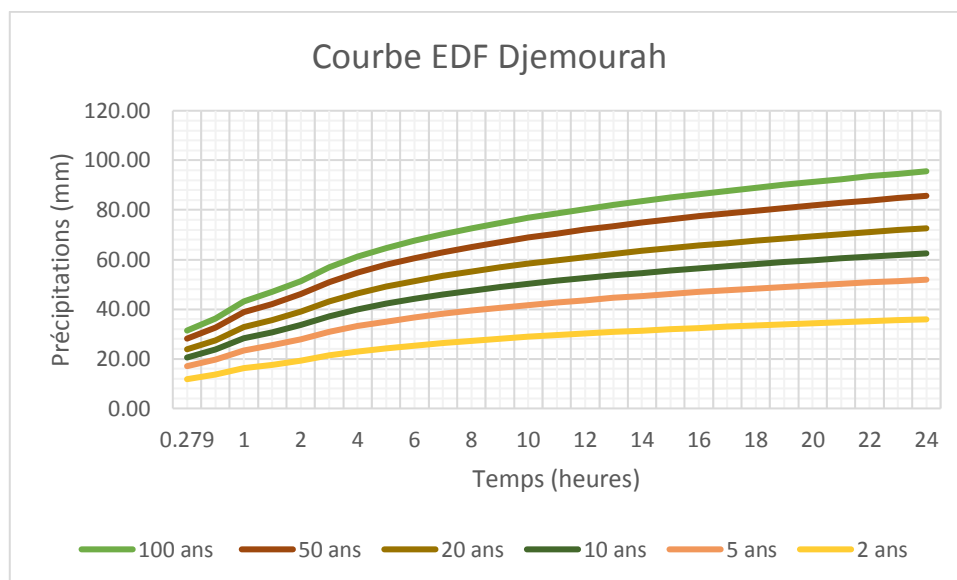


Figure IV.22 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (Djemourah).

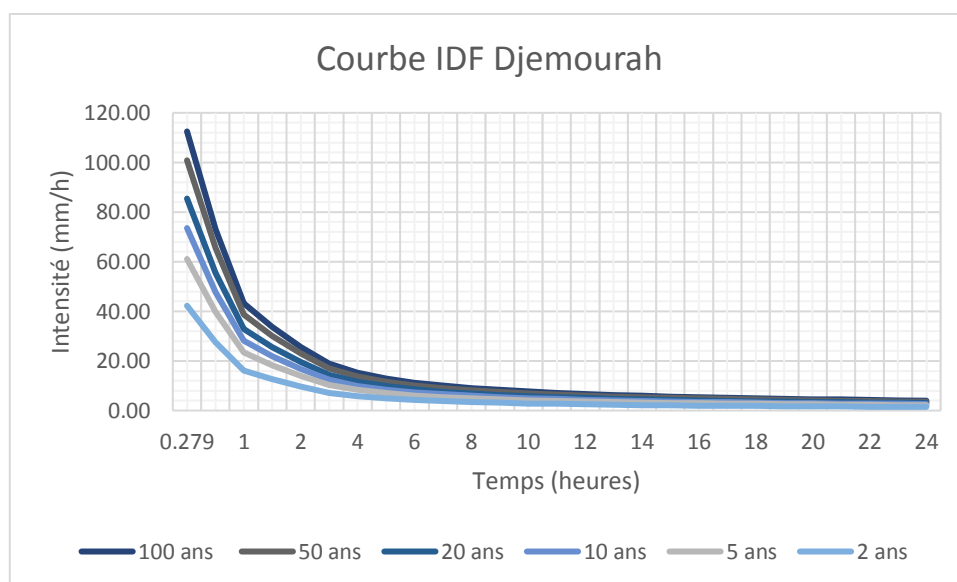


Figure IV.23 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (Djemourah).

Tableau IV. 55. Pluies (mm) et intensités(mm/h) maximales de durée t(h) et de période retour du BV Oued Biskra comp

P D R	100		50		20		10		5		2	
T(h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,279	25.74	92.27	31.82	114.04	19.27	69.08	16.42	58.85	13.43	48.14	8.93	32.01
0,496	29.73	59.93	36.74	74.07	22.26	44.87	18.96	38.22	15.51	31.27	10.31	20.79
1	35.42	35.42	43.78	43.78	26.52	26.52	22.59	22.59	18.48	18.48	12.29	12.29
1,394	38.49	27.61	47.57	34.13	28.82	20.67	24.55	17.61	20.08	14.40	13.35	9.58
2	42.12	21.06	52.06	26.03	31.54	15.77	26.86	13.43	21.97	10.99	14.61	7.31
3	46.62	15.54	57.62	19.21	34.90	11.63	29.73	9.91	24.32	8.11	16.17	5.39
4	50.09	12.52	61.91	15.48	37.51	9.38	31.95	7.99	26.13	6.53	17.38	4.34
5	52.97	10.59	65.47	13.09	39.66	7.93	33.78	6.76	27.63	5.53	18.38	3.68
6	55.44	9.24	68.52	11.42	41.51	6.92	35.36	5.89	28.92	4.82	19.23	3.21
7	57.62	8.23	71.21	10.17	43.14	6.16	36.74	5.25	30.06	4.29	19.99	2.86
8	59.57	7.45	73.63	9.20	44.60	5.58	37.99	4.75	31.08	3.88	20.67	2.58
9	61.35	6.82	75.83	8.43	45.94	5.10	39.13	4.35	32.01	3.56	21.29	2.37
10	62.99	6.30	77.85	7.79	47.16	4.72	40.17	4.02	32.86	3.29	21.85	2.19
11	64.51	5.86	79.73	7.25	48.30	4.39	41.14	3.74	33.65	3.06	22.38	2.03
12	65.93	5.49	81.48	6.79	49.36	4.11	42.04	3.50	34.39	2.87	22.87	1.91
13	67.26	5.17	83.13	6.39	50.36	3.87	42.89	3.30	35.09	2.70	23.33	1.79
14	68.52	4.89	84.68	6.05	51.30	3.66	43.70	3.12	35.74	2.55	23.77	1.70
15	69.71	4.65	86.16	5.74	52.19	3.48	44.46	2.96	36.37	2.42	24.18	1.61
16	70.84	4.43	87.56	5.47	53.04	3.32	45.18	2.82	36.96	2.31	24.58	1.54
17	71.92	4.23	88.90	5.23	53.85	3.17	45.87	2.70	37.52	2.21	24.95	1.47
18	72.96	4.05	90.18	5.01	54.63	3.03	46.53	2.59	38.06	2.11	25.31	1.41
19	73.95	3.89	91.40	4.81	55.37	2.91	47.16	2.48	38.58	2.03	25.66	1.35
20	74.91	3.75	92.58	4.63	56.08	2.80	47.77	2.39	39.08	1.95	25.99	1.30
21	75.83	3.61	93.72	4.46	56.77	2.70	48.36	2.30	39.56	1.88	26.31	1.25
22	76.71	3.49	94.81	4.31	57.44	2.61	48.92	2.22	40.02	1.82	26.61	1.21
23	77.57	3.37	95.87	4.17	58.08	2.53	49.47	2.15	40.47	1.76	26.91	1.17
24	78.40	3.27	96.90	4.04	58.70	2.45	50.00	2.08	40.90	1.70	27.20	1.13

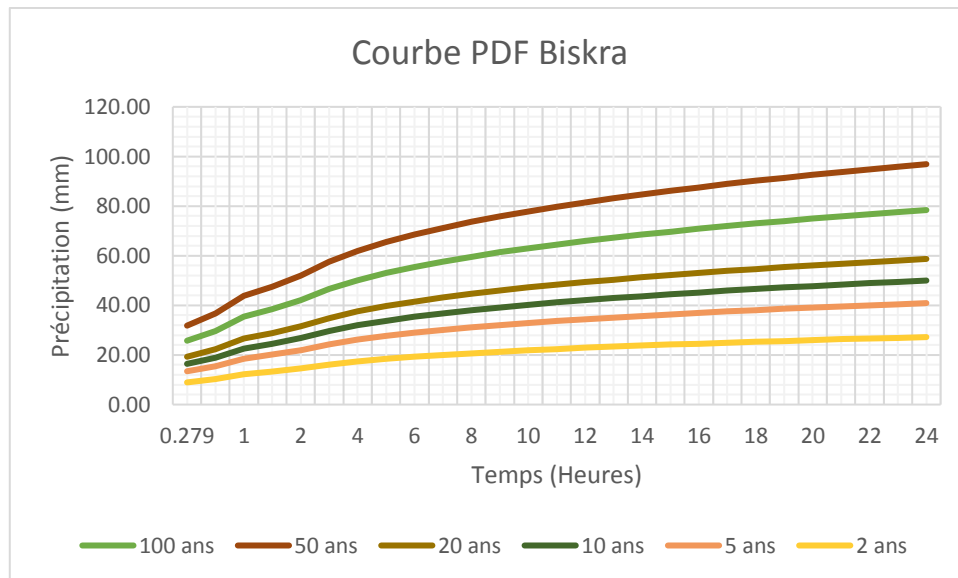


Figure IV.24 Courbes Pluie– Durée – Fréquence (Biskra comp.).

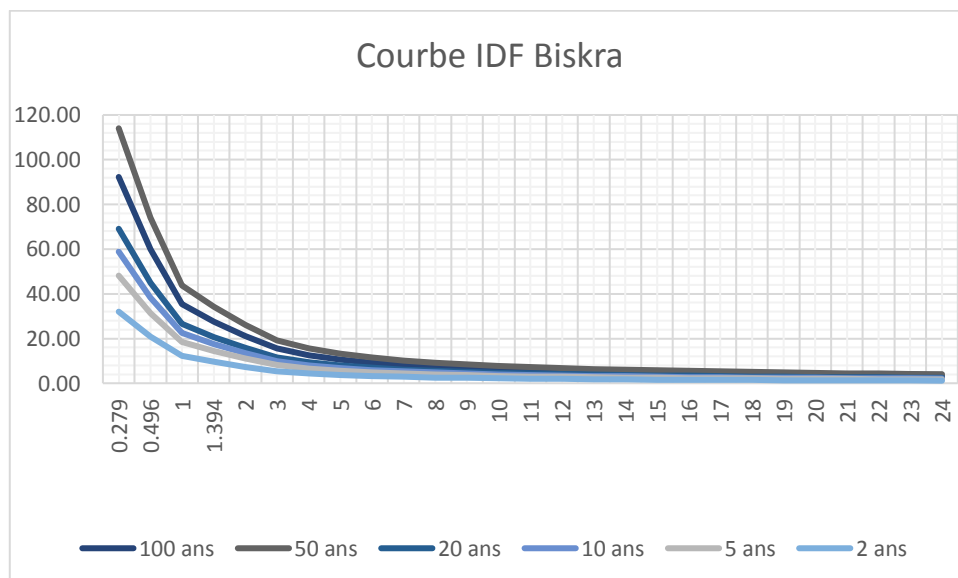


Figure IV.25 Courbes Intensité– Durée – Fréquence (Biskra comp.).

IV.8. Etude des apports :**IV.8.1. Les apports liquides :****IV.8.1.1. Apport moyen interannuel :**

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

a) Formule de SAMIE :

$$A = L_e \times S \quad (\text{IV-37})$$

$$L_e = P^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (\text{IV-38})$$

Avec :

Le : lame d'eau écoulee (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km² du bassin versant.

b) Formule de DERY II :

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \quad (\text{IV-39})$$

Avec :

A: apport moyen interannuel (en Mm³).

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

c) Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \quad (\text{IV-40})$$

P : précipitation moyenne (m).

Le: lame d'eau écoulee (mm).

d) Formule de CHAUMONT:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \quad (\text{IV-41})$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \times C_e \quad (\text{IV-42})$$

e) Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad (\text{IV-43})$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²)

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau:

Tableau IV. 56. : Apports moyens interannuels

N°	METHODES	BV1	BV2	BV3
		A ₀	A ₀	A ₀
		(Mm ³)	(Mm ³)	(Mm ³)
1	SAMIE	0,12	0,062	0,259
2	DERYII	3.7	2.1	0.13
3	MEDINGER	0.56	0.31	1.73
4	CHAUMONT	0.01	0.006	0,0009
5	l'ANRH	16.05	6.25	0.15

On prend les valeurs de la formule de MEDINGER parce qu'ils sont proches à la valeur moyenne des 4 formules empiriques.

IV.8.1.2. Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module d'écoulement (Me):

(IV-44)

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

Il est donné par :

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31536000$ secondes".

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) :

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (IV-45)$$

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

c) Lane d'eau écoulée (L_e) :

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (IV-46)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d)- Coefficient de l'écoulement (C_e):

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (IV-47)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lane d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation (C_v) :

Pour calculer le coefficient de variation CV, on doit utiliser les formules empiriques suivantes:

e)-1- Formule de SOKOLOVSKY:

$$\text{On a :} \quad C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \quad (\text{IV-48})$$

$$\text{Avec :} \quad a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \quad (\text{IV-49})$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

e)-2- Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$\text{On a :} \quad C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \quad (\text{IV-50})$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

e)-3- Formule de L'ANTONOV:

$$\text{On a :} \quad C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{IV-51})$$

S : Superficie du bassin en [km²]

Tableau IV. 57. Résultats des caractéristiques d'écoulement

SB	S (km ²)	A ₀ (Mm ³)	Me (l/s)	M ₀ (l/s/km ²)	Le (mm)	Ce	CV		
							Formule SOKO	Formule ANTO	Formule OURK
SB El Hai	1788	0,56	4,661	1,77× 10 ⁻⁸	0,00031	1,13× 10 ⁻⁸	3,76	0,32	0,028
SB Djemourah	906	0,31	2,410	9.85× 10 ⁻⁸	0,00034	1,14× 10 ⁻⁸	3,75	0,33	0,028
SB Biskra compl.	93	1,7	10,08	5.50× 10 ⁻⁸	0,018	0,00014	3,25	0,35	0,047

Conclusion :

Le calcul du coefficient de variation par les trois formules citées ci-dessus n'est pas concluant.

IV.8.2. Transport solide

Vu l'absence de mesures historiques de transport solide dans la région d'étude, l'apport solide spécifique moyen annuel de l'oued Biskra sera déterminée à partir des formules empiriques :

▪ Formule Tixeront (1960) :

En raison de l'absence de données des coefficients de variation de la perméabilité sur la zone d'étude, on opte pour l'utilisation de la formule suivante et qui basée sur les données recueillies dans 32 bassins d'Algérie et 9 bassins de Tunisie, l'apport solide spécifique moyen annuel A en $t/Km^2/an$ dans la région de l'Est Algérien est donnée par :

$$A = 92R^{0,21} \quad (IV-52)$$

R : écoulement annuel total en mm.

▪ Formule Sogreah (1969) :

Inspirées des relations de Tixeront, les relations Sogreah donnent les apports solides spécifiques A ($t/Km^2/an$) en fonction du ruissellement annuel de crue (mm) et de la perméabilité. Pour une perméabilité faible à moyenne,

$$A = 350R^{0,15} \quad (IV-53)$$

▪ Formule de Gravellovic :

Mise au point en Yougoslavie et utilisée en Algérie dans le cadre d'un projet régional, la formule est basée sur 2 fonctions :

1/ Une fonction donnant la production annuelle de sédiment P_e en ($m^3/Km^2/an$) :

$$P_e = TH_m \pi \sqrt{Z^3} \quad (\text{IV-54})$$

$$T = \sqrt{\frac{t_0}{10}} + 0,1 \quad (\text{IV-55})$$

H_m : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

T : coefficient thermique ;

t_0 : température moyenne annuelle (C°) ;

Z : coefficient empirique lié à l'érosion du bassin :

Erosion excessive	Z de 1 à 1,5
Erosion intense	Z de 0,7 à 1
Erosion moyenne	Z de 0,4 à 0,7
Erosion faible	Z de 0,2 à 0,4
Erosion très faible	Z de 0,1 à 0,2.

2/ Une fonction déterminant le taux de rétention (R_m) des sédiments produits par le bassin en tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés :

$$R_m = \frac{\sqrt{P} \bar{H}}{0,2(L+10)} \quad (\text{IV-56})$$

P : périmètre en Km du bassin versant ;

$\bar{H}$: Altitude moyenne en Km ; L : longueur du talweg principal en Km.

La dégradation spécifique est donnée par : $D_s = P_e \times R_m$

Tableau IV. 58. Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.

Formules	Transport solide		
	BV1	BV2	BV3
Tixeront (t/Km ² /an)	253,6	291,3	299,8
Sogreah (t/Km ² /an)	722,1	797,2	813,9
Gravilovic (m ³ /Km ² /an)	117295,8	342583,0	397914,8

IV.9. Etude des crues :

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par des nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie ...etc.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie ou les oueds, à cause de la grande irrégularité, passant des débits nuls à des débits exceptionnels.

Les crues dépendent essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie, de plus le rôle physique du bassin versant. De ce fait, l'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesse et largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, les paramètres morpho métriques du bassin, par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée.

IV.9.1. Les différents types de crues :

- **Crues rapides :**

Les crues rapides sont ainsi qualifiées si le temps de montée des eaux est inférieur à 12 heures, elles se produisent sur de plus petits bassins versants ; elles peuvent néanmoins atteindre des débits de pointe très importants lorsque les paramètres défavorables se conjuguent

- **Crues lentes :**

Les crues lentes ou crues de plaine sont observées sur les fleuves et grands cours d'eau.

Les phénomènes sont relativement lents ; ils mettent en jeu des débits et des volumes d'eau considérables.

- **Crues torrentielles :**

Les crues torrentielles ou crues éclair ont un temps de montée très court (quelques heures) elles se produisent sur de petits bassins versants à l'occasion d'orages localisés, là où la pente et l'imperméabilisation favorisent le ruissellement. Elles peuvent s'accompagner de fortes érosions et de charriage de matériaux.

IV.9.2. Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est

unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

a) Méthodes historiques :

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé).

b) Méthodes empiriques

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

d) Méthodes probabilistes :

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).

Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

e) Méthodes déterministes :

Modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elle ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

f) Méthode de l'hydrogramme unitaire :

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman).

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques.

IV.9.3. Application sur les bassins versants :

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant de l'oued Biskra et de définir les débits maxima probables correspondants.

Pour ce faire, nous avons utilisé différentes méthodes :

- ✓ Les formules empiriques ;
- ✓ La méthode statistique (l'ajustement) ;
- ✓ La méthode de Gradex ;
- ✓ La méthode de proportionnalités analogues

IV.9.3.1. Estimation du temps de concentration :

Ce paramètre est important car il traduit le comportement du bassin versant lors de précipitations. Il est défini comme le temps mis par une goutte d'eau tombée à l'extrémité du bassin versant pour rejoindre l'exutoire. Pour l'estimer, nous avons utilisé les formules empiriques suivantes. Elles expriment toutes T_c en heures en fonction de :

L : la longueur du plus long thalweg ;

I : la pente moyenne et A l'aire du bassin versant ;

H : Différence entre l'altitude moyenne et celle de l'exutoire.

- **Giandotti :**

$$T_c = \frac{1,5L + 4\sqrt{A}}{0,8\sqrt{H}}$$

- **Kirpich (1940) :**

$$T_c = 0,945 \frac{L^{1,155}}{I^{0,385}}$$

- **Témez : (1993)**

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{I_r^{1/4}} \right)^{0,76}$$

- **Formule anonyme :**

$$T_c = 1,7 \left(\frac{AL}{\sqrt{I}} \right)^{0,19}$$

Tableau IV. 59. Temps de concentration des trois bassins versants

Sous bassin Versant	Giandotti	Kirpich	Témez	Formule anonyme
El Hai	14,9	13,4	16,2	13,8
Djemourah	11,8	11,0	14,2	11,8
Biskra.compl	7,6	3,2	6,6	7,5

Sur la base de ces résultats, nous nous proposons d'adopter les valeurs de T_c calculées par la formule « Giandotti », formule très recommandée et généralement adoptée dans le cadre des études des bassins algériens.

IV.9.3.2. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques :

A/Mallet-Gauthier :

Cette formule n'est valable que pour les fréquences supérieures à 2% :

$$Q_{\max P\%} = 2K \log(1 + A\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad (\text{IV-57})$$

T : période de retour en années ;

$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle (m) ;

A, K : paramètres constants dépendants de la taille du bassin versant ;

$A=20$ valeur admise généralement en Algérie par l'ANRH, $K=1$;

L : Longueur du talweg principal.

B/Giandotti :

$$Q_{\max P\%} = \frac{C.S\sqrt{(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})}}{1,5L + 4\sqrt{S}} P_{Tc} \quad (\text{IV-58})$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum de crue en (m³/s) de même fréquence que celle de la pluie de courte durée P_{Tc} ;

S : surface du bassin versant en Km² ;

L : Longueur du talweg principal en Km ;

P_{Tc} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration (m) ;

H_{moy} : Altitude moyenne en m ;

H_{min} : Altitude minimale en m.

C : coefficient qui dépend de la topographie du bassin et qui varie entre 66 et 166.

C/Possenti :

(IV-59)

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \cdot S \cdot P_{jmax\%}}{L_P}$$

$P_{jmax\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

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

L_P : Longueur du cours d'eau principal (Km).

D/Turraza :

$$Q_{max} = \frac{P_{Tc} S C_T}{3,6 T_C} \quad (IV-60)$$

C_T : Coefficient de ruissellement et T_C le temps de concentration.

Tableau IV. 60. Débits fréquentiels calculés par les formules empiriques.

Période de retour (T)	FND	Pj max			Pluie de durée t=T _C			Débit de crue de période de retour T											
		BV1	BV2	BV3	BV1	BV2	BV3												
								Formule de Mallet- Gauthier			Formule de Giandotti			Turraza			Formule de Possenti		
								BV1	BV2	BV3	BV1	BV2	BV3	BV1	BV2	BV3	BV1	BV2	BV3
2.00	0.50	27.20	35.90	35.00	20.40	30.06	31.07	/	/	/	24.66	312.25	455.06	33.28	290.41	422.84	40.23	320.57	466.02
5.00	0.80	40.90	51.90	46.30	30.68	43.46	41.10	18.12	204.43	374.52	37.08	451.41	601.98	50.05	419.83	559.35	60.49	463.45	616.48
10.00	0.90	50.00	62.50	53.80	37.51	52.34	47.76	23.34	263.31	482.37	45.33	543.61	699.49	61.18	505.58	649.96	73.95	558.10	716.34
20.00	0.95	58.70	72.60	61.00	44.03	60.79	54.15	27.59	311.24	570.18	53.22	631.46	793.10	71.83	587.28	736.95	86.81	648.29	812.20
50.00	0.98	69.90	85.70	70.30	52.44	71.76	62.40	32.36	365.07	668.79	63.37	745.40	914.02	85.54	693.25	849.30	103.38	765.27	936.03
100.00	0.99	78.40	95.60	77.30	58.81	80.05	68.62	35.54	401.02	734.65	71.08	831.51	1005.03	95.94	773.34	933.87	115.95	853.67	1029.23

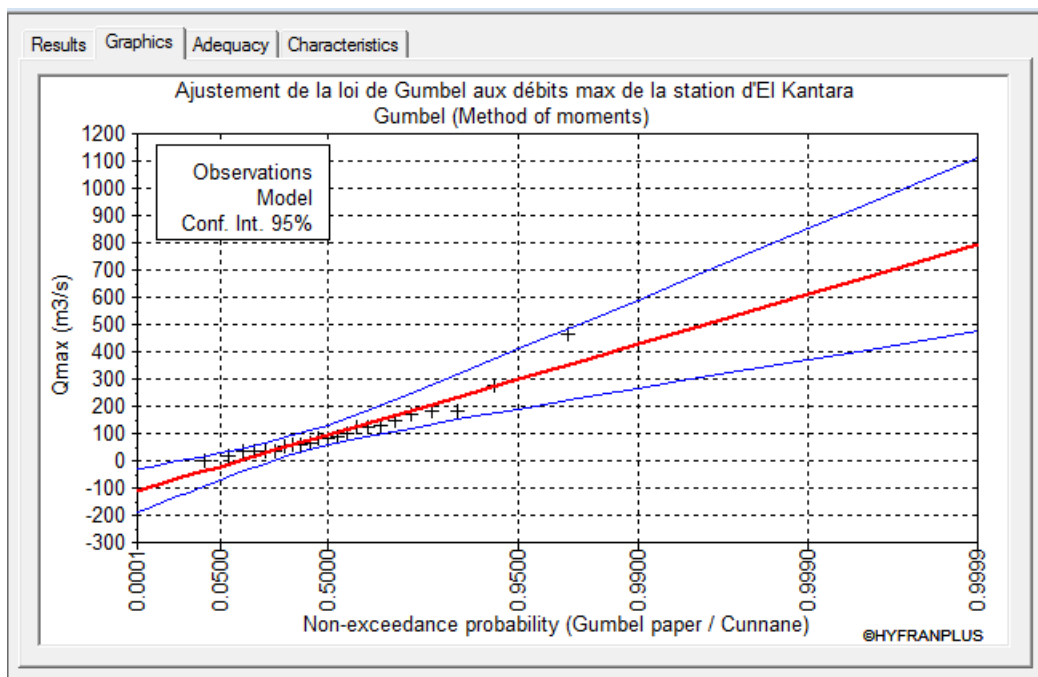
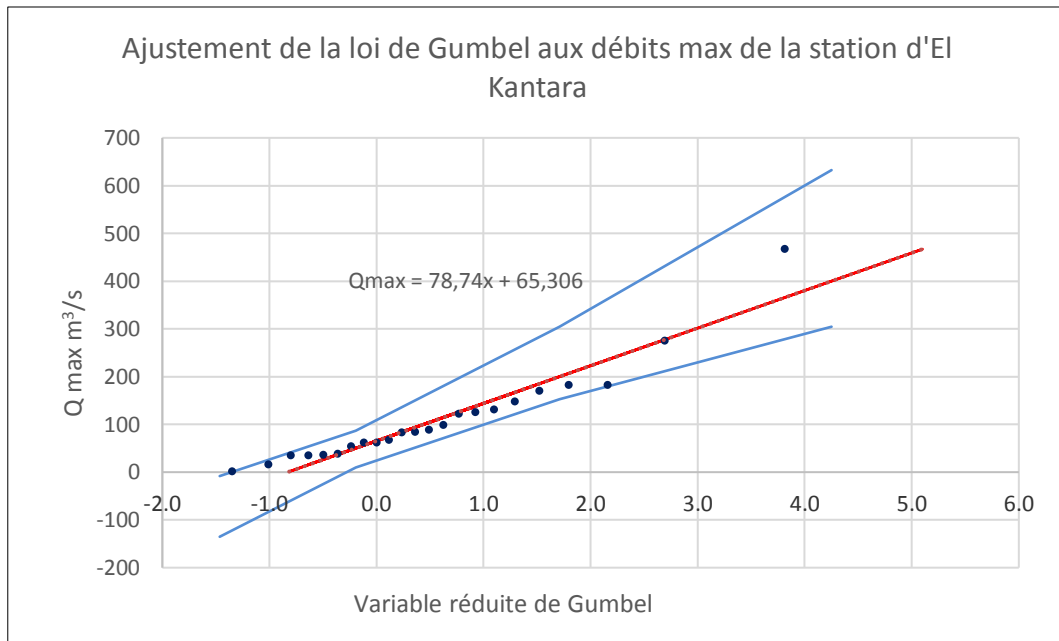
BV1 : Bassin versant de l'oued Biskra complémentaire ;

BV2 : Bassin versant de l'oued Djemourah ;

BV3 : Bassin versant de l'oued El Hai.

IV.9.3.3. La méthode statistique :

L'analyse statistique des deux séries de débits maximums issues des deux stations hydrométriques El Kantara et Djemourah a montré que ces dernières s'ajustent bien à la loi de Gumbel. Les graphiques d'ajustement et les résultats de test de Kolmogorov – Smirnov et de Khi-2 présentés ci-après le confirme :



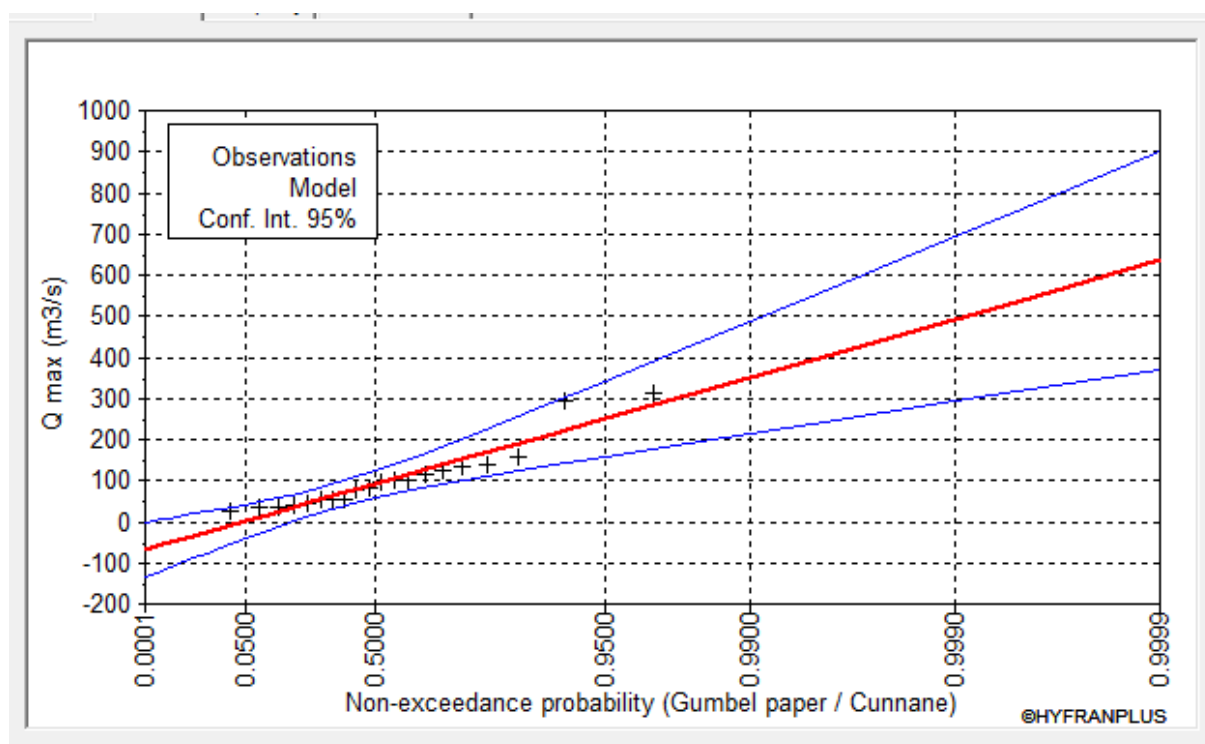
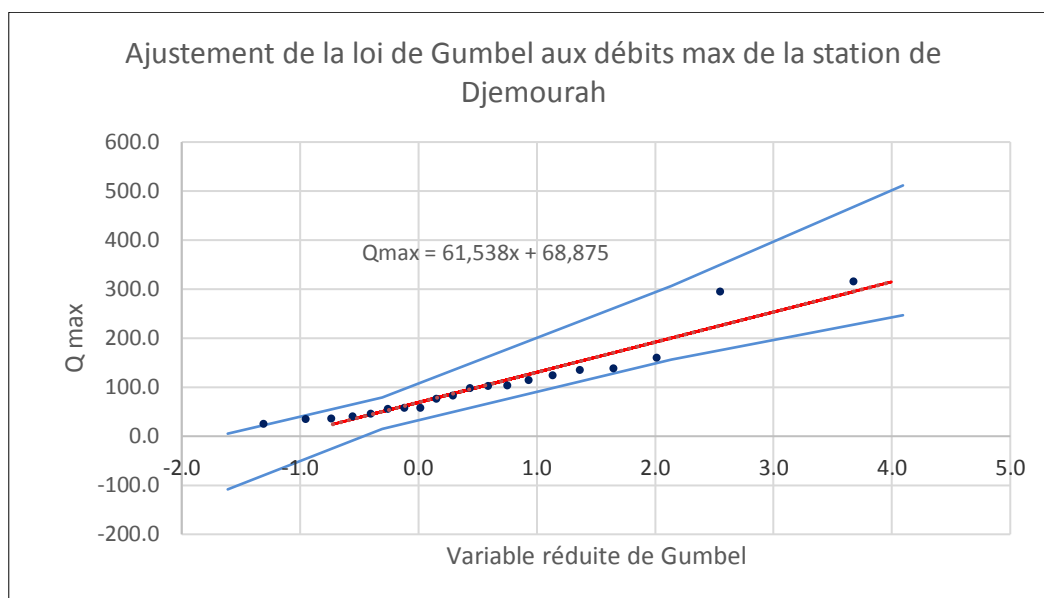


Tableau IV. 61. Résultats d'application de test de Khi- deux sur les séries des débits maximums des deux stations hydrométriques pour la loi de Gumbel.

Station	ν	$\chi^2(\nu, \alpha)$	χ^2	H0
El Kantara	1	3,84	0,68	1
Djemourah	1	3,84	0,51	1

Tableau IV. 62. Résultats d'application de test de (K-S) sur les séries des débits maximums des deux stations hydrométriques pour la loi de Gumbel.

Station	n	Dn	dn	H0
El Kantara	23	0,2749	0,79	1
Djemourah	20	0,2941	0,77	1

Les quantiles obtenus sur la base de loi de Gumbel pour différentes fréquences sont donnés au tableau suivant :

Tableau IV. 63. Débits maximums fréquentiels aux deux stations hydrométriques.

Période de retour	Fréquence au non dépassement	El Kantara	Djemourah
2	0,5	94,2	91,4
5	0,8	183,7	161,2
10	0,9	242,9	207,4
20	0,95	299,7	251,7
50	0,98	373,3	309,0
100	0,99	428,4	352,0
Taille de la série		23	20
Gradex		78,74	61,54

IV.9.3.4. La méthode de Gradex :

Le Gradex est une méthode simplifiée qui permet d'estimer les débits de crues extrêmes (période de retour 10^2 à 10^4). Elle est développée par EDF depuis 1966. Elle est applicable aux bassins versants de 0 à 5000 km² dont le temps de concentration, de ruissellement ou d'écoulement rapide est de 1 h à 4 jours.

Son avantage est qu'elle est applicable même quand les débits sont mesurés depuis peu d'années pourvu qu'on ait seulement quelques années de mesures pluviométriques.

Le mode d'application de la méthode (illustré par la figure -19) tel qu'il a été énoncé par M. Guillot qui a été un des premiers à la développer et est le suivant :

- D'après l'examen des enregistrements de crues, estimer le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement (h en heures).

Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures. (Le résultat final, débit de pointe millénal, centennal, dépend peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)

- Etudier la variable aléatoire "pluie reçue par le bassin versant en h heures". Tracer sa fonction de répartition ($-\ln(-\ln F)$) c'est à dire dans sur papier Gumbel et calculer son gradex (pente).
- A partir des observations de débits (débit maximal annuel en h heures), tracer leur fonction de répartition jusqu'au débit décennal. Exprimer le débit en millimètres en divisant le volume écoulé par la surface du bassin en km^2
- Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà de 0.9 par une droite de pente égale au gradex de la pluie.
- Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen en h heures et sa moyenne p- sur quelques dizaines de crues. p- est habituellement compris entre 1.2 et 1.7
- Appliquer au débit moyen en h heures une affinité égale à p- pour obtenir la fonction de répartition des débits de pointe.

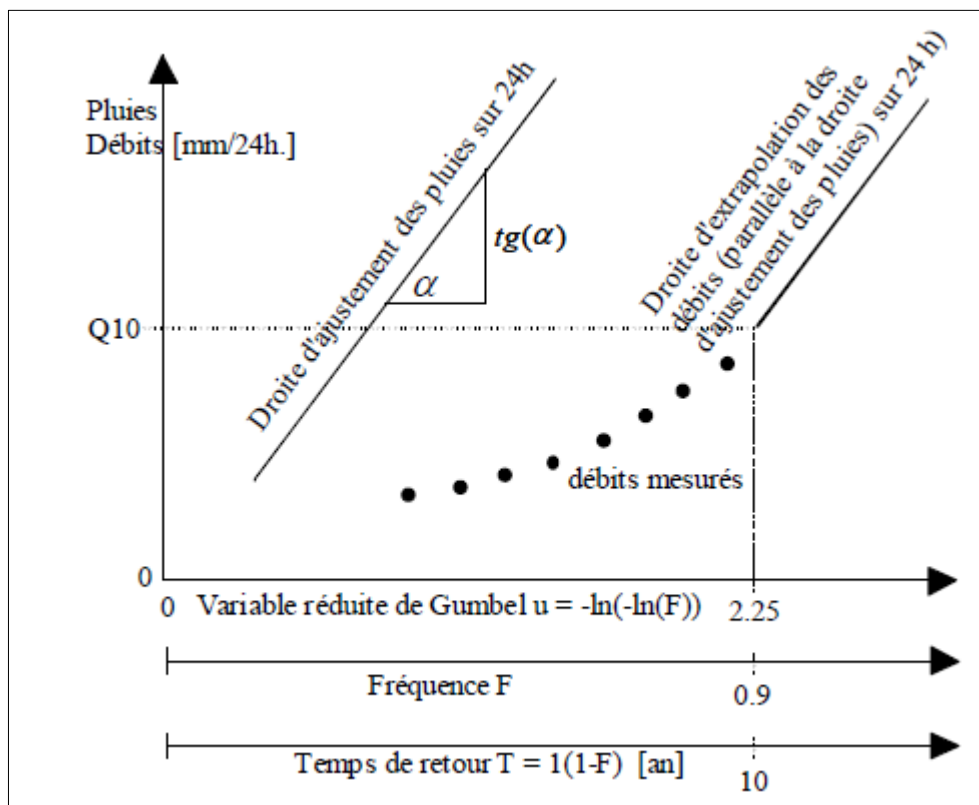


Figure IV.26 Mode d'application de la méthode de Gradex

L'application de cette méthode sur les trois sous bassins de l'oued Biskra a donné les résultats suivants :

Tableau IV. 64. Débits fréquentiels calculés par la méthode du Gradex.

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Variable réduite de Gumbel 'u'	BV1		BV2		BV3		Biskra	
			Q	Qp	Q	Qp	Q	Qp	Q	Qp
10	0,9	2,25	28,1	33,7	520,1	624,1	28,1	33,7	150	240
20	0,95	2,97	46,0	55,3	641,3	769,5	46,0	55,3	430	689
50	0,98	3,90	69,3	83,1	798,1	957,7	69,3	83,1	794	1270
100	0,99	4,60	86,7	104,0	915,6	1098,7	115,3	1386,3	1066	1279,2

Q_p : débit de pointe.

Q : Débit moyen maximum journalier ;

IV.9.3.5. Méthode d'analogie :

Etant donné l'absence de poste de mesures hydrométriques à l'intérieure du sous bassin versant de l'oued Biskra complémentaire, les débits de pointe de ce dernier peuvent être reconstitué à partir de ceux de la station de Djemourah contrôlant le sous bassin d'oued Djemourah en utilisant le critère de proportionnalité analogue :

$$\frac{Q_{\text{Djemourah}}}{S_{\text{Djemourah}}} = \frac{Q_{\text{Biskra compl.}}}{S_{\text{Biskra compl.}}}$$

$$Q_{\text{Biskra compl.}} = \frac{S_{\text{Biskra compl.}}}{S_{\text{Djemourah}}} Q_{\text{Djemourah}}$$

$$Q_{\text{Biskra compl.}} = 0,172 \times Q_{\text{Djemourah}}$$

Tableau IV. 65. Débits fréquents du bassin de l'oued Biskra. Compl obtenu par analogie avec ceux du bassin versant de l'oued Djemourah.

	T	Q (Djemourah)	Q (Biskra.compl)
Ajustement	2	91,4	15,7
	5	161,2	27,7
	10	207,4	35,7
	20	251,7	43,3
	50	309	53,1
	100	352	60,5
Gradex	2	/	/
	5	/	/
	10	624,1	107,3
	20	769,5	132,4
	50	957,7	164,7
	100	1098,7	189,0

IV.9.3.6. Comparaison des résultats et conclusion

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

Tableau IV. 66. Tableau récapitulatif des résultats de calcul des débits de crues fréquents par les différentes méthodes pour les trois bassins versant.

	Méthode	Période de retour					
		2	5	10	20	50	100
BV1	Mallet-Gauthier	/	18,12	23,34	27,59	32,36	35,54
	Giandotti	24,66	37,08	45,33	53,22	63,37	71,08
	Turraza	33,28	50,5	61,18	71,83	85,59	95,94
	Possenti	40,23	60,49	73,95	86,81	103,38	115,95
	Gradex	/	/	33,7	55,3	83,1	104,0
BV2	Mallet-Gauthier	/	204,43	263,31	311,24	365,07	401,02
	Giandotti	312,25	451,41	543,61	631,46	745,40	831,51
	Turraza	290,41	419,83	505,58	587,28	693,25	773,34
	Possenti	320,57	463,45	558,10	648,29	765,27	853,67
	Ajustement	91,4	161,2	207,4	251,7	309	352
	Gradex	/	/	624,1	769,5	957,7	1098,7
BV3	Mallet-Gauthier	/	374,52	482,37	570,18	668,79	734,65
	Giandotti	455,06	601,98	699,49	793,10	914,02	1005,03
	Turraza	422,84	559,35	649,96	736,95	849,30	933,87
	Possenti	466,02	616,48	716,48	812,20	936,03	1029,23
	Ajustement	94,2	183,7	242,9	299,7	373,3	428,4
	Gradex	/	/	777,2	963,8	1205,3	1386,3

▪ **Analyse des résultats :**

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

Maintenant, si l'on compare les résultats obtenus par les formules empiriques, on remarque que la formule de Possenti surestime les débits.

Quant aux autres formules empiriques, l'écart entre les valeurs de débits calculés est relativement faible par rapport à l'écart entre ces derniers et ceux calculés par la méthode Gradex surtout pour les deux sous bassins BV2 et BV3.

Cette différence est certainement due à l'imprécision des coefficients correctifs régionaux de la zone d'étude qui sont difficiles à évaluer du fait que la nature du bassin versant de l'oued Biskra est très différente de l'amont à l'aval.

Cela nous amène donc à écarter les débits calculés par les formules empiriques et adopter ceux déterminés par la méthode Gradex pour le dimensionnement d'un éventuel ouvrage de protection.

IV.9.3.7. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de Gradex. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

La montée de la crue :

$$Q_m(t) = Q_{\max p} \left[\frac{t}{t_m} \right]^2 \quad (\text{IV-61})$$

La décrue :

$$Q_d(t) = Q_{\max p} \left[\frac{t_b - t}{t_d} \right]^3 \quad (\text{IV-62})$$

$Q_{\max ,p}$: Débit maximum de crue (de pointe) en m³/s

$Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée en m³/s

$Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m³/s

t_m : Temps de montée en heures

t_d : Temps de décente en heures.

t_b : Temps de base en heures

On a $t_m = t_c$

$$t_d = \gamma t_m \quad \text{et} \quad t_b = t_m + t_d$$

γ : Dépend de la capacité de régulation du bassin $\gamma = 2$

$$\text{Donc :} \quad t_m = t_c \quad t_d = 2 \times t_m$$

Tableau IV. 67. : Temps des bassins versants

	BV1	BV2	BV3
T_m (h)	7,6	11,8	14,9
T_d (h)	15,2	23,6	29,8
T_b (h)	22,8	35,4	44,7

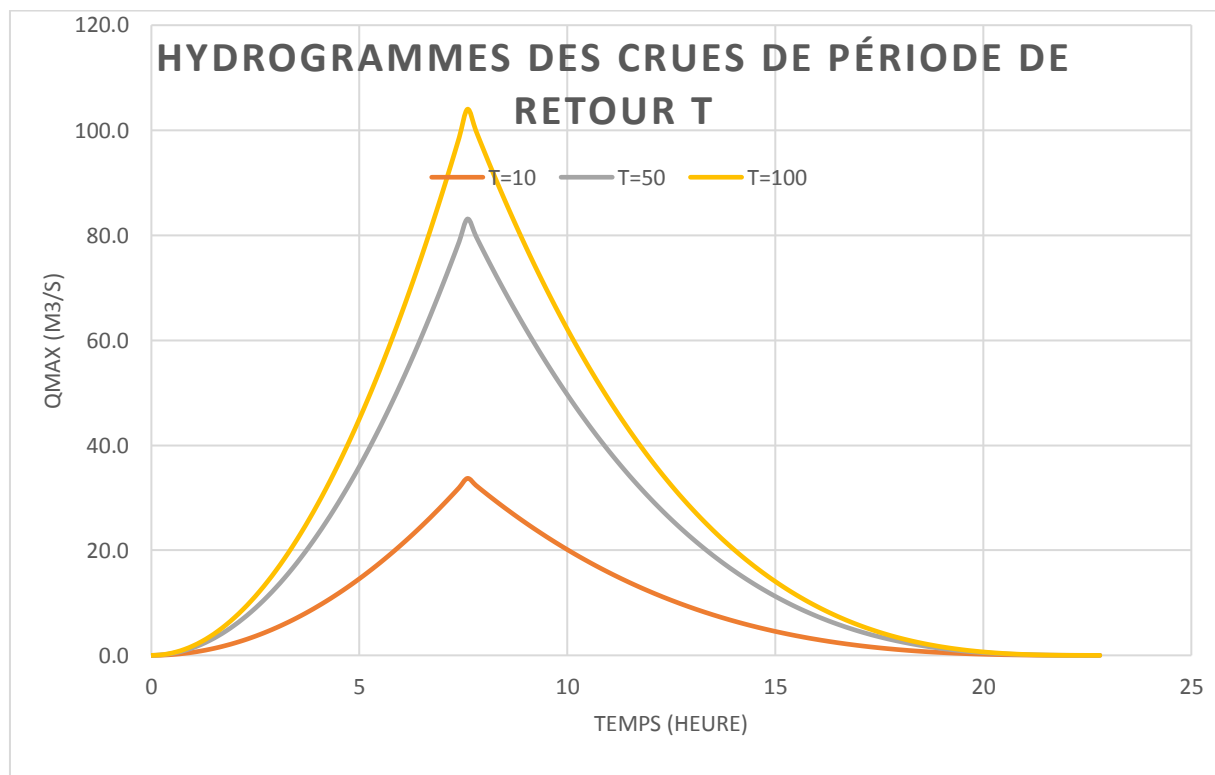


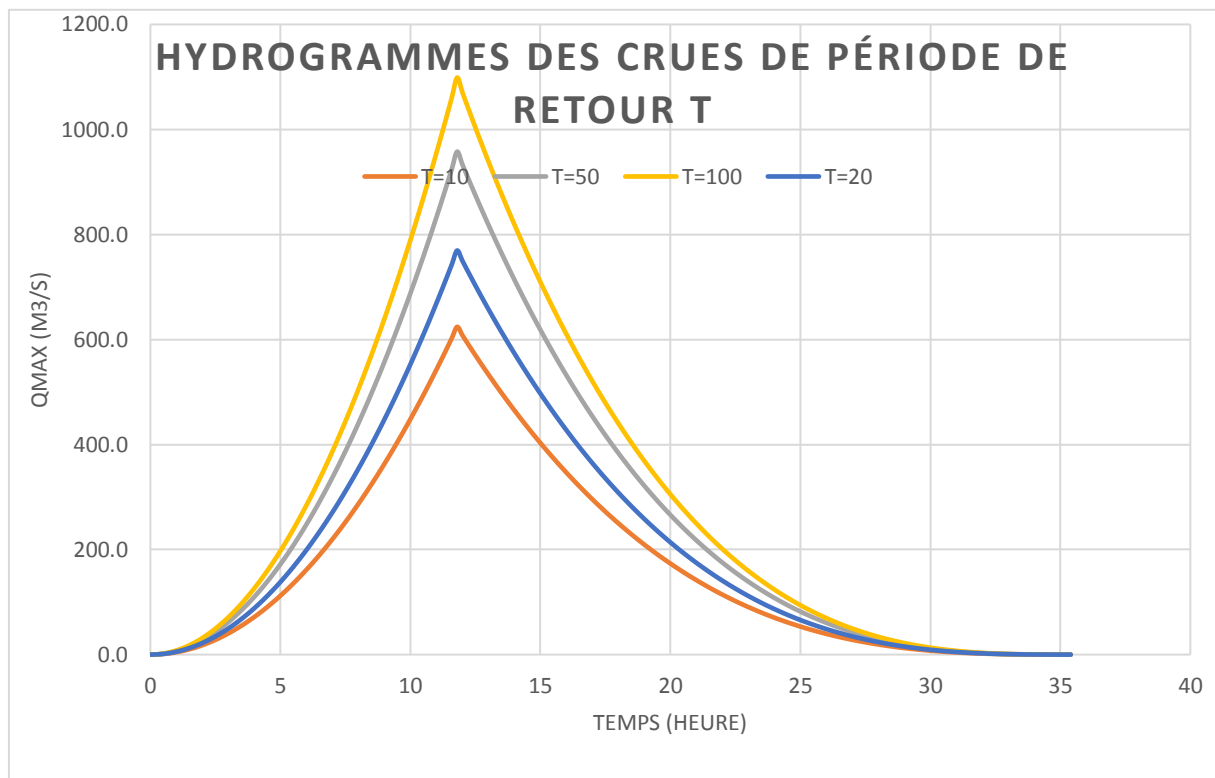
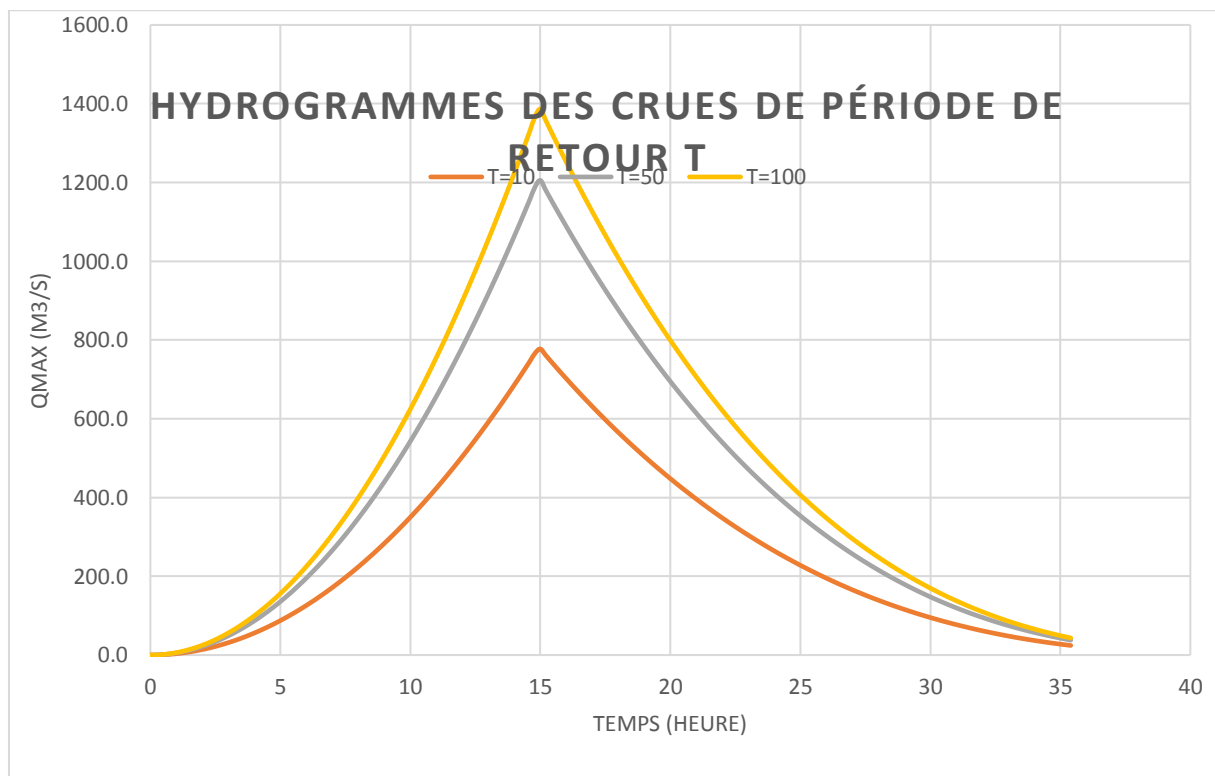
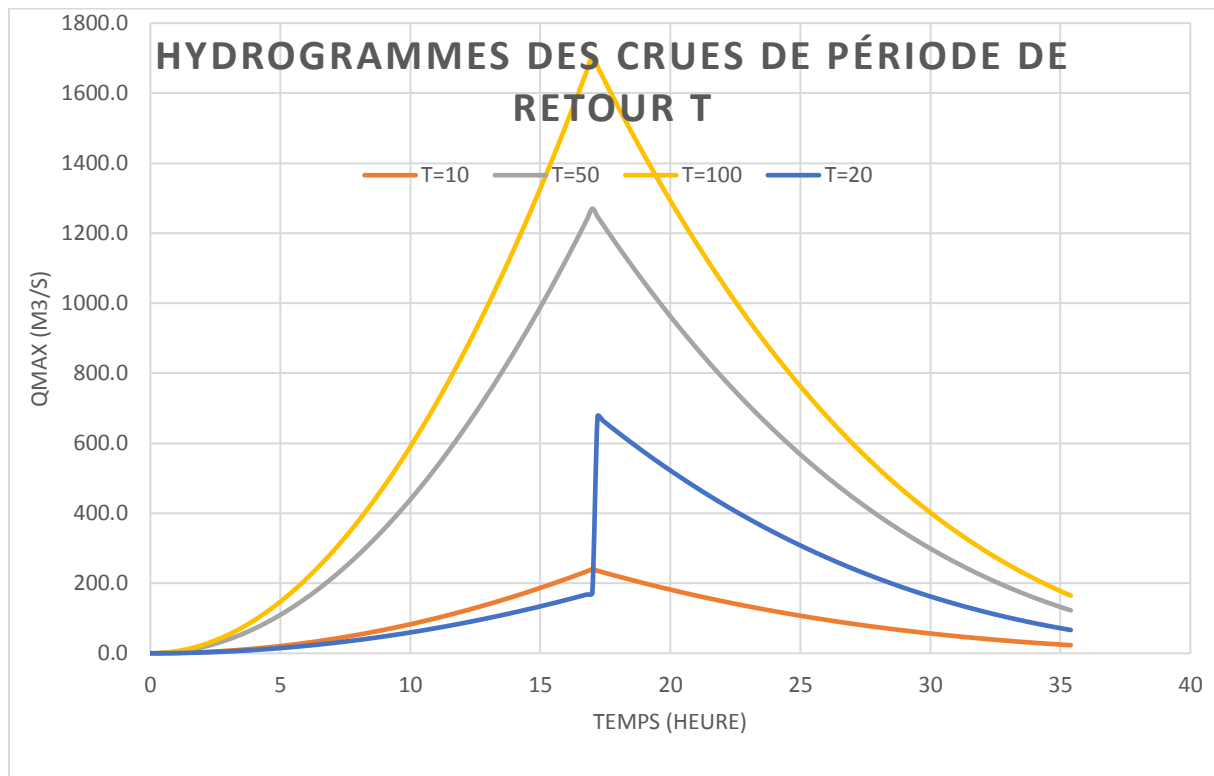
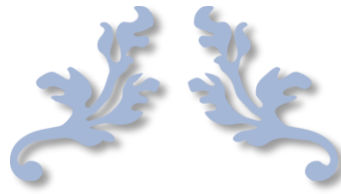
Figure IV.27 Hydrogramme de crue du bassin versant N°01**Figure IV.28** Hydrogramme de crue du bassin versant N°02

Figure IV.29 Hydrogrammes des crues du bassin versant N°03**Figure IV.30** Hydrogramme de crue du bassin versant Biskra**Tableau IV. 68.** Tableau récapitulatif des débits

Bassin Versant	Surface (Km ²)	Q _{max,0.01%} (m ³ /s)
BV1	93	104
BV2	906	1098,7
BV3	1788	1386,3
Biskra	2787	1706

Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est de calculer les caractéristiques des trois sous bassins influants sur l'oued à aménager et de présenter les principales méthodes utilisées pour l'estimation des crues et de choisir la méthode adéquate pour tracer les hydrogrammes des crues qui nous permettent de voir leur évolution dans le temps et d'obtenir les débits optimaux pour les utiliser dans le dimensionnement.



Chapitre V
Etude hydraulique



Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction :

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

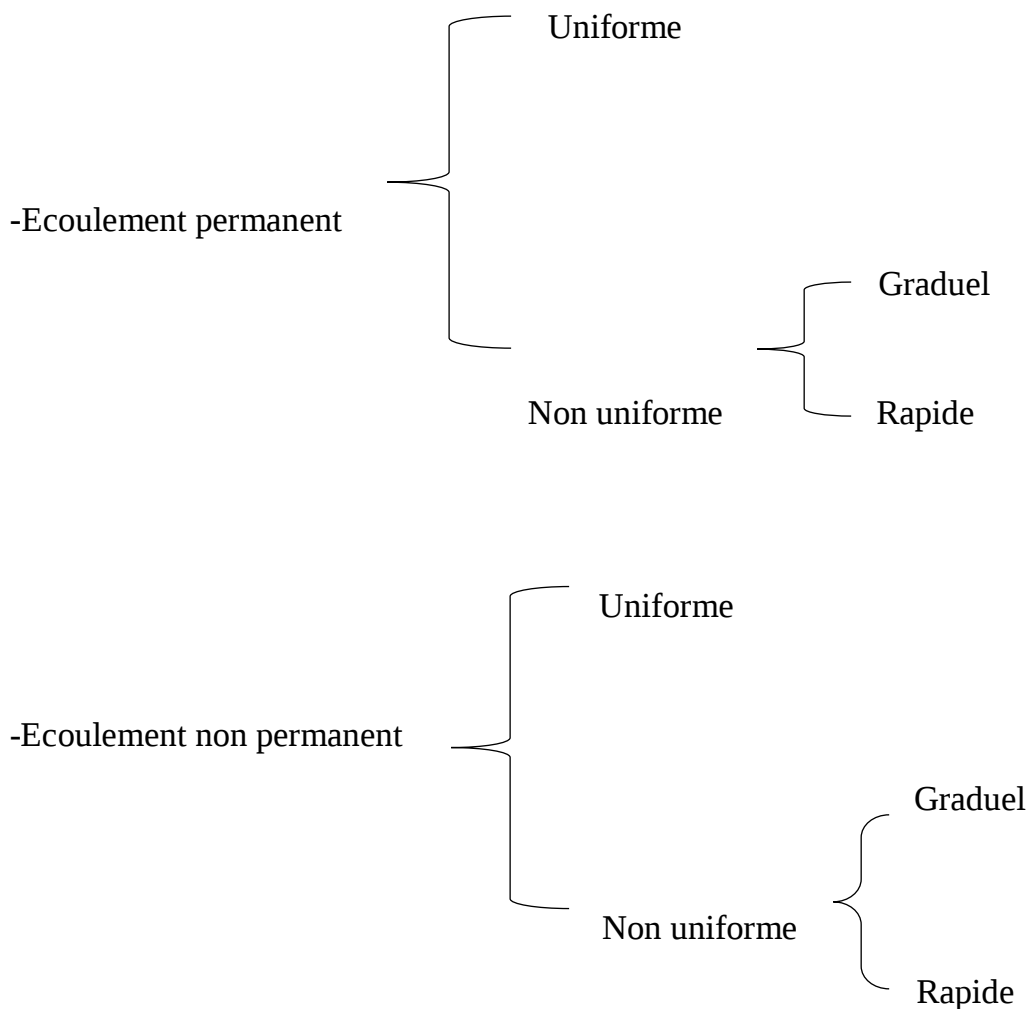


Figure V.1. Types d'écoulements.

V.1. Généralités :**V.1.1. L'écoulement à surface libre :**

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

V.1.2. Les canaux à ciel ouvert :

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", la section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximal, et la section est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la celle trapézoïdale ou rectangulaire qui présentent des avantages de simplicité de réalisation.

V.1.3. Les différents types de canaux :

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) les canaux naturels,
- 2) les canaux artificiels,

V.1.3.1. Les canaux naturels :

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre ; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

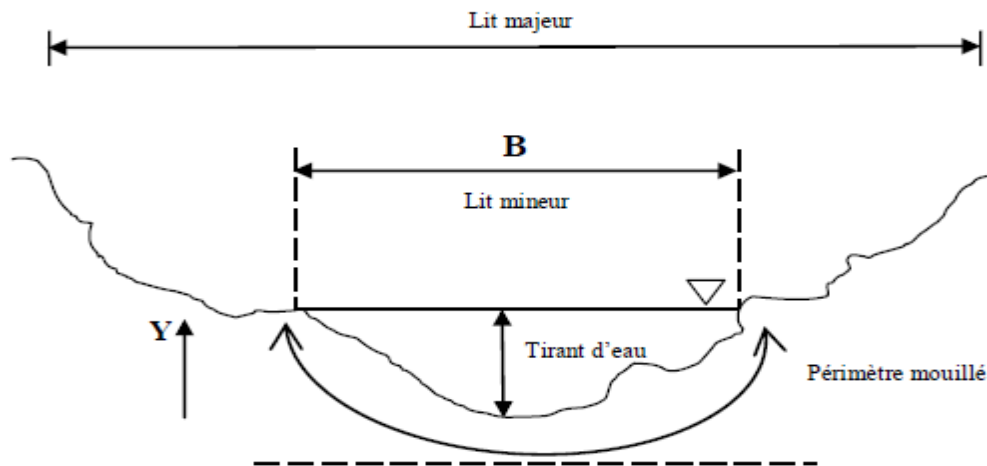


Figure V.2. Canal naturel

– **Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m :**

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

– **périmètre mouillé P_m :**

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

– **largeur au miroir B :**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

– **tirant d'eau :** profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

V.1.3.2. Les canaux artificiels :

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

V.1.2. Les types d'écoulements :

a) Variabilité dans le temps :

a).1. Ecoulement permanent :

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction, c'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad (\text{VI - 1})$$

a).2. Ecoulement non permanent :

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur varient dans le temps en grandeur et en direction.

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad (\text{VI - 2})$$

b) Variabilité dans l'espace :

b).1. Régime uniforme :

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace.

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{VI - 3})$$

b).2. Régime non uniforme :

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace.

$$\text{C'est à dire : } \frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{VI - 4})$$

▪ **régime non uniforme graduellement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si « x » désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a $\Delta h / x \ll 1$.

▪ **régime non uniforme rapidement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

V.2. Dimensionnement des canaux :

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

V.2.1. Les conditions de l'écoulement uniforme :

- 1- Le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- Le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

V.2.2. Les formules de calcul principales :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy.

*La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C.\sqrt{R \times I} \quad (\text{VI-5})$$

En utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S \quad (\text{VI-6})$$

On obtient :

$$Q = C.S.\sqrt{R \times I} \quad (\text{VI-7})$$

C : coefficient de Chézy (m^{0.5}/s)

S : section mouille (m²)

R_h : rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .

$$R_h = S_m / P_m \text{ (m)}$$

I : pente de fond du canal (radier).

V.2.3. Détermination de coefficient de Chézy :

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

V.2.4. Formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad (\text{VI-8})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$)

R_h : rayon hydraulique, avec :

$$R_h = S_m / P_m \text{ (m)}$$

n : coefficient de rugosité.

V.2.5. La formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{VI-09})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$)

R_h : rayon hydraulique, avec :

$$R_h = S_m / P_m \text{ (m)}$$

n : coefficient de rugosité avec $1/n = K_s$ (coefficient de STRICKLER).

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{VI-10})$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radier.

V.2.6. Formule de PAVLOVSKI :

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad (\text{VI-11})$$

Avec :

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$)

n : la rugosité.

R_h : rayon hydraulique, avec :

$R_h = S_m/P_m$ (m).

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (\text{VI-12})$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{a} \quad R_h < 1\text{m} \quad (\text{VI-13})$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{a} \quad R_h > 1\text{m} \quad (\text{VI-14})$$

V.2.7. Formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{VI-15})$$

m_B : coefficient de BAZIN.

m_B est entre 0,06 et $1.75 \text{ m}^{0.5}$.

Remarque :

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER.

V.3. Les paramètres géométriques :**V.3.1. Le choix de la section de meilleure conductivité :**

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum $Q_{\max}$ est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale.

Parmi toutes les formes de section, la semi –circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi.r^2 / 2 \quad (VI-16)$$

$$P_m = \pi.r \quad (VI-17)$$

$$R_h = r/2 = h/2 \quad (VI-18)$$

Avec :

S_m : section mouille (m^2)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale et la section rectangulaire (**chapitre V**) dont ses caractéristiques sont :

V.3.1.1. Canal à section trapézoïdale :

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit.

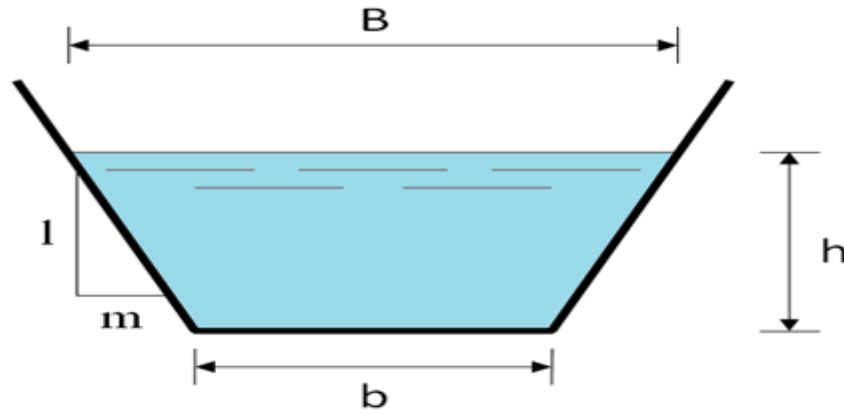


Figure V.3. Canal à forme trapézoïdale

Où :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.

h : Le tirant d'eau maximum (pour $Q_{\max}$), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$\bullet \quad S_m = h \cdot (b + m \cdot h) \quad (\text{VI-19})$$

$$\bullet \quad P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad (\text{VI-20})$$

a) Calcul du rayon hydraulique maximal :

On a :

$$R_h = S_m / P_m \quad (\text{VI-21})$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de $P_{\min}$.

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h \, db + (b + m \cdot h) \, dh = 0 \quad (\text{VI-22})$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} \, dh = 0 \quad (\text{VI-23})$$

Les équations 1 et 2 donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m$$

Avec cette valeur de b on trouve que :

(VI-24)

$$R_h = \frac{h}{2}$$

Alors les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont les suivantes :

Tableau V.1. Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale de largeur b (m) et de profondeur h (m) avec un fruit de talus « m »

Désignation	Expression
b (m)	$2h (\sqrt{1+m^2} - m)$
B (m)	$b + 2mh$
S (m ²)	$h (b + mh)$
P (m)	$b + 2h \sqrt{1+m^2}$
R_h	$\frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$

▪ **Forme des profils en travers :**

Les canaux en terre ou revêtus sont presque toujours trapézoïdaux (parfois rectangulaires) et épousent des pentes de talus variables selon la nature de terrain.

Tableau V.2. Quelques ordres de grandeur de fruit de talus

Nature de terrain	Fruit de talus « m »
Rocheux	0,25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0,5

Argile dur	0,75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1,5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

D'après la nature de terrain de notre zone d'étude on prend $m = 0.5$

V.1.3.3. Canal à section rectangulaire :

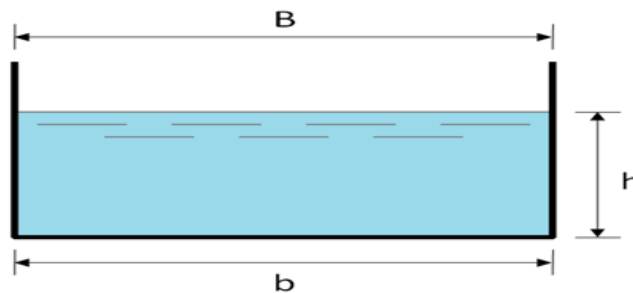


Figure V.4. Canal à forme rectangulaire

h : Le tirant d'eau maximum (pour $Q_{\max}$), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en m.

b : La largeur inférieure du canal, en m.

$B = b$ parce que $m = 0$.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \times b \quad (\text{VI-25})$$

$$P_m = b + 2 \times h \quad (\text{VI-26})$$

a) Calculs du rayon hydraulique maximal :

On a:
$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{VI-27})$$

Alors :

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de $P_{\min}$.

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \quad (\text{VI-28})$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (\text{VI-29})$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m \quad (\text{VI-30})$$

$$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (\text{VI-31})$$

Pour la section rectangulaire ($m = 0$) :

$$\beta = \frac{b}{h} = 2 \quad (\text{VI-32})$$

Avec : β = Largeur relative

$$\text{Donc :} \quad R_h = \frac{h}{2} \quad (\text{VI-33})$$

Tableau V.3. Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale ($m=0$) de largeur b (m) et de profondeur h (m).

Désignation	Expression
b (m)	$2h$
S (m ²)	$h \cdot b$
P (m)	$b + 2h = 4h$
R_h	$\frac{S}{P} = \frac{h}{2}$

V.3.2. Calcul de la profondeur normal h_n :

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixées la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente.

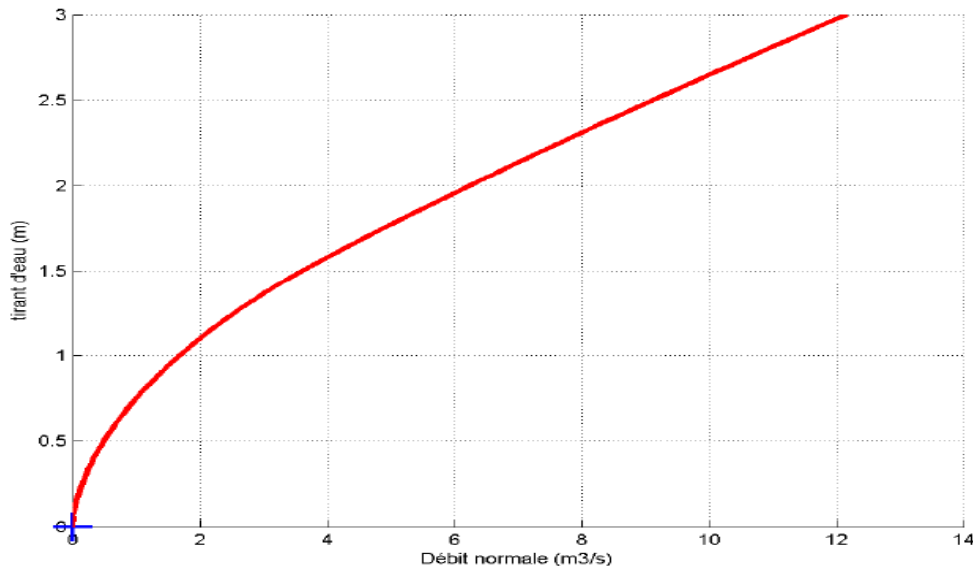


Figure V.5. La relation entre le tirant d'eau et le débit normal

La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; Et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

V.3.2.1. Méthode graphique :

On tire la valeur de h_n à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désirée, donnant que :

$$I = \frac{Q_{normal}^2}{C^2.S^2.R} \quad (VI-34)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme

$$Q = S_m.C.\sqrt{R}.\sqrt{I} \quad (\text{VI-35})$$

Avec :

S_m : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal ;

V.3.2.2. Méthode itérative :

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S.C.\sqrt{(R.I)} \quad (\text{VI-05})$$

S : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal ;

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs à (b) et on détermine Q jusqu' à une valeur de débit très proche on égale au Q_n

Par suite on trace la courbe $Q = f(B)$, et on détermine la valeur de $\mathbf{b}$ correspondante à Q_n .

V.3.3. Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- La méthode graphique.
- La méthode d'AGROSKINE.
- La méthode itérative.

V.3.3.1. Méthode graphique :

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h .

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui correspondre une énergie spécifique minimale.

V.3.3.1.1. L'énergie spécifique :

L'énergie spécifique H_s ou « charge spécifique » dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$ sachant que :

$$H_s = H_p + H_c \quad (IV-36)$$

H_p : Energie potentielle et est égale à h ; ($H_p = h$)

H_c : Energie cinétique et égale à ; ($H_c = V^2/2g$) ;

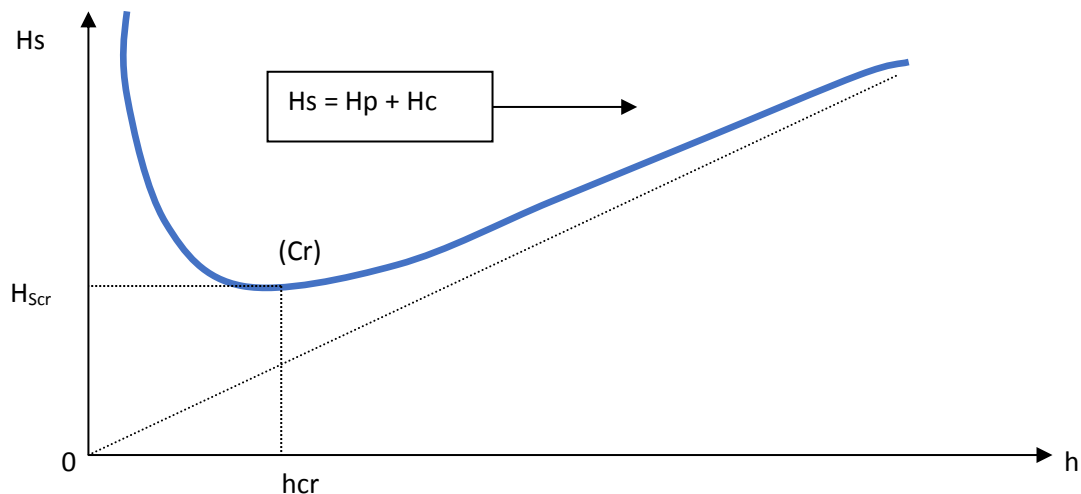


Figure V.6. L'énergie spécifique en fonction de profondeur

V.3.3.2. Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad (IV-37)$$

α : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1.05$

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s^2 .

V.3.3.3. Méthode itérative :

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à Q^2/g

Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = Q^2/g$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

V.3.4. Calcul de la pente critique :

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (\text{VI-38})$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad (\text{VI-39})$$

V.3.5. Nombre de Froude :

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie où :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{VI-40})$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- Écoulement fluvial $Fr < 1$ $\Rightarrow h_{cr} < h_n$
- Écoulement torrentiel $Fr > 1$ $\Rightarrow h_{cr} > h_n$
- Écoulement critique $Fr = Fr_{cr} = 1$ $\Rightarrow h_{cr} = h_n$

V.4. Calcul de la ligne d'eau :**V.4.1. Equation de la ligne d'eau :**

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h \quad (\text{VI-41})$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \quad (\text{VI-42})$$

En dérivant l'équation (V-19) par rapport à x , on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad (\text{VI-43})$$

Comme :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad (\text{VI-44})$$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \quad (\text{VI-45})$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad (\text{VI-46})$$

V.4.2. Les différentes formes de courbe de remous :

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (V -15) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = K. \quad (\text{VI-47})$$

$$S_n \cdot C_n \cdot \sqrt{R_h} = K_n. \quad (\text{VI-48})$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2}. \quad (\text{VI-49})$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B}. \quad (\text{VI-50})$$

$J_f = i$ = pente de fond

D'autre part :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{VI-51})$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

Tableau V.4. Différentes formes de courbes de remous

conditions	(K_n/K) = (h_n/h)	signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	signe de dénominateur	signe de dh/dx	nom de courbe
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	M1
$i < i_c$	< 1	+	> 1	-	-	
$h_n > h_c$	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	S1
$i > i_c$	< 1	+	> 1	-	-	S2

$h < h_c$	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	C1
$i = i_c$	> 1	-	> 1	-	+	C3
$h_n = h_c$						
$i = 0$		-	< 1	+	-	H2
$h_n \longrightarrow \infty$		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$		-	< 1	+	-	A2
$h_n \longrightarrow \infty$		-	> 1	-	+	A3

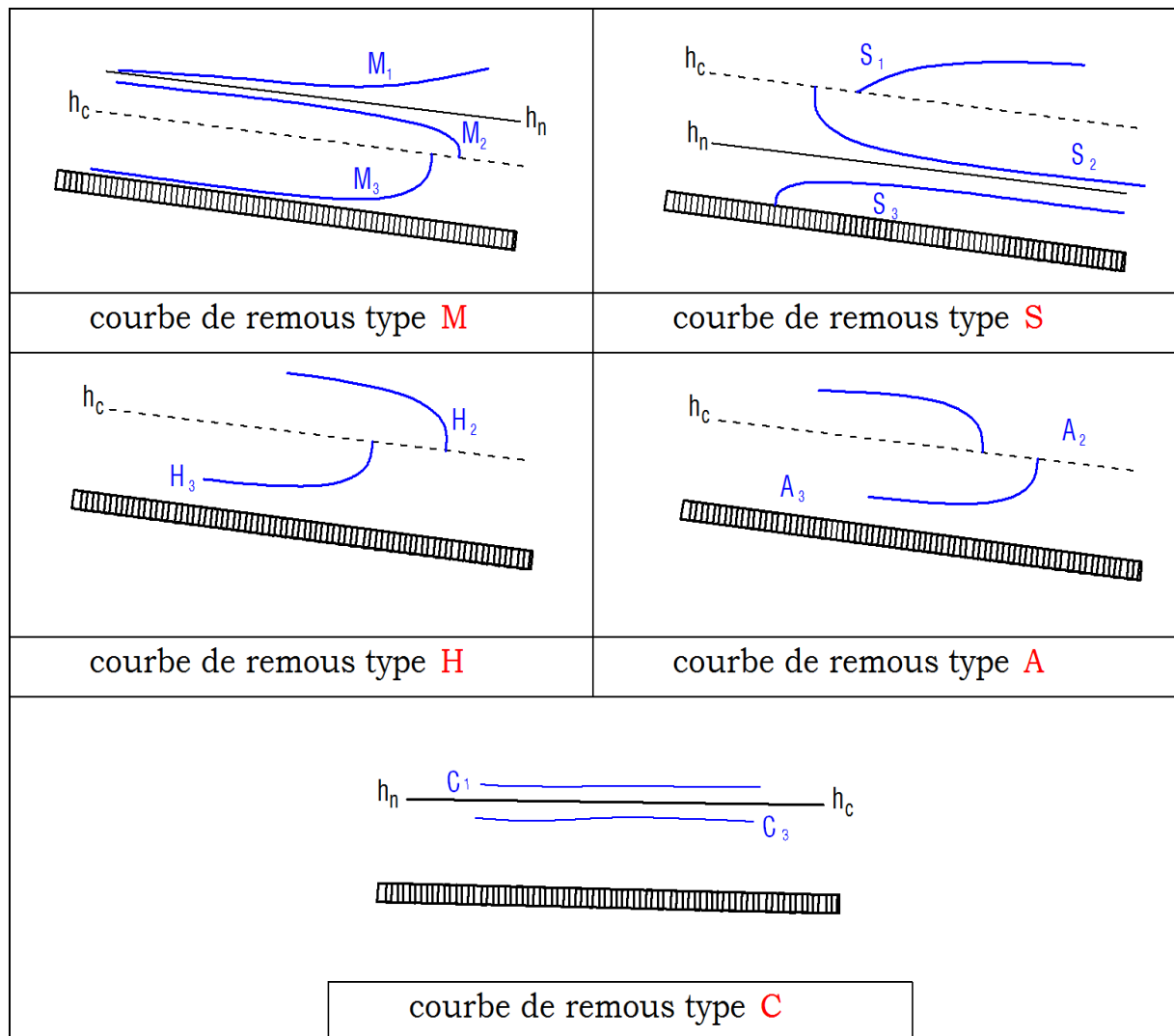


Figure V.7.

Les différentes formes de courbes de remous

V.4.3. Calcul de la surface d'eau :

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (VI-22)

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Dans notre cas, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 4.0** développé **US ARMY CORPS OF ENGINEERS**, en lui introduisant les données nécessaires à savoir :

- Les sections en travers de l'Oued
- Le débit maximum de crue

- La pente entre les sections
- Le coefficient de Manning

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval. Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (noeud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent). Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique.

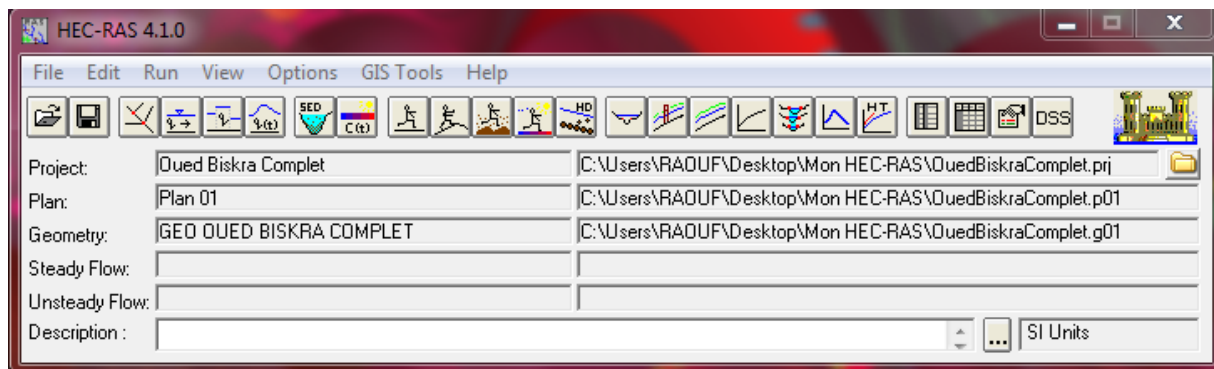


Figure V.8. Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

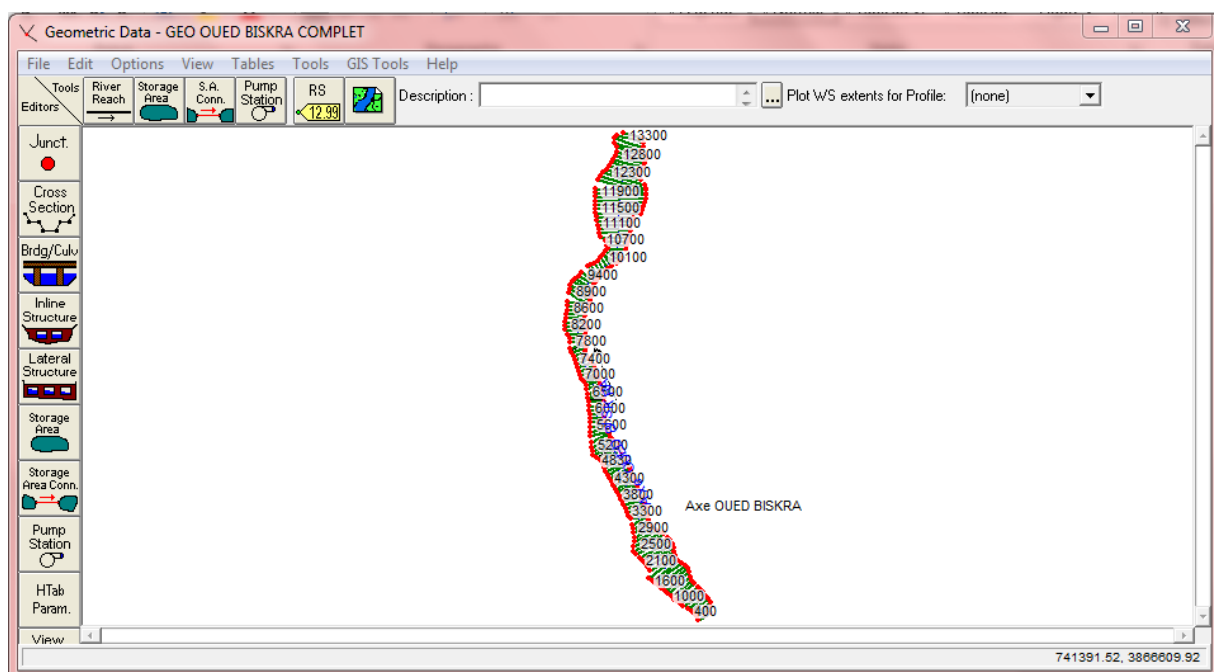


Figure V.9. Définition du tracé de l'oued et des sections

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates			
River	Reach	RS	PF 1	PF 2	PF 3	PF 4
1 Axe OUED BISKRA	Axe OUED BISKRA	13300	1435	1788.6	2246.1	2589

Figure V.10. Définition de la crue et des conditions aux limites

V.5. Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $Fr > 1$ (amont), au régime sous critique $Fr < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

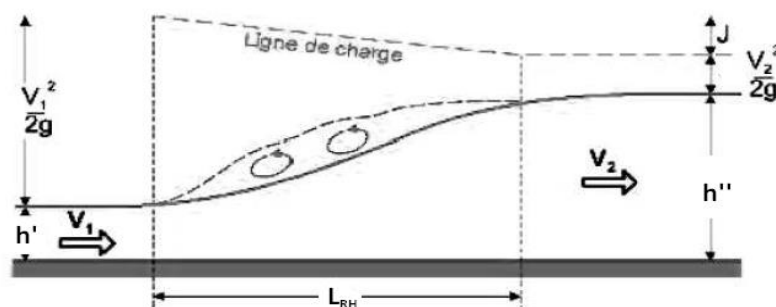


Figure V.11. Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE "Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc :

Tableau V.5. Les différents types de ressaut

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

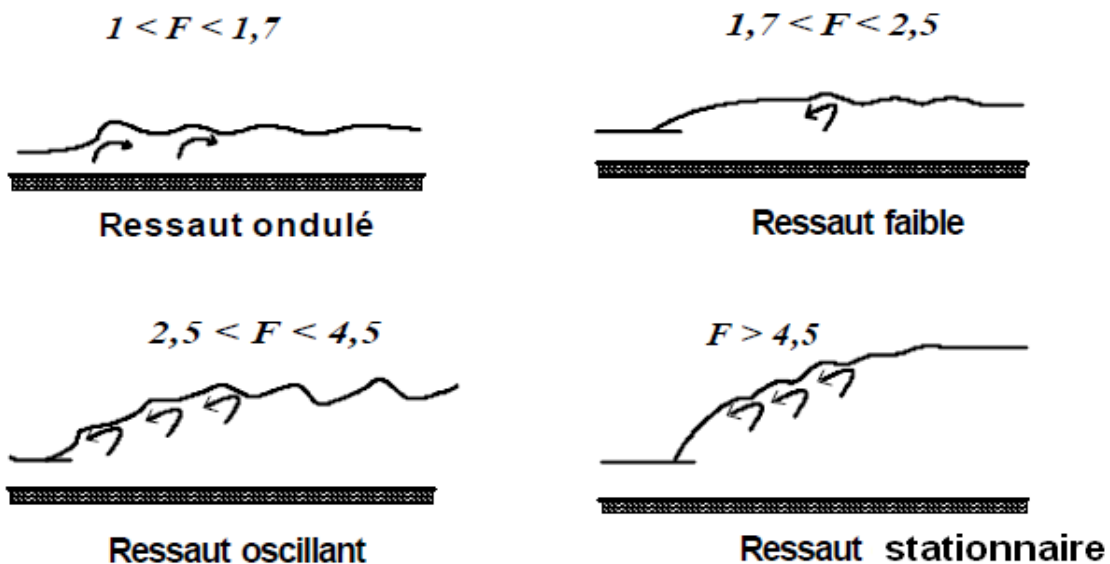


Figure V.12. Typologie des ressauts

Si le nombre de FROUDE "Fr" est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

V.6. Calcul avant l'aménagement de l'oued :

Pour un cours d'eau naturel, la géométrie du lit est souvent très complexe. Un cours d'eau doit laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année sur l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des précipitations enregistrées. En basant sur les données locales de l'agglomération on fait le calcul de certaines sections de l'oued là où il y a des inondations lors des fortes chutes de pluie.

Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel HEC-Ras.

Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-Ras pour (113) sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont représentées dans le tableau 4.

Tableau V.6. Paramètres hydrauliques des (113) sections.

Section	Q	Profile	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m ³ /s)		(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
13300	2589	PF 4	163.88	167.18	167.18	168.24	0.004812	4.56	568.27	269.87	1
13200		PF 4	161.95	165.92		166.18	0.000854	2.27	1141.32	422.06	0.44
13100		PF 4	160.5	165.53		166.05	0.001383	3.18	814.75	260.19	0.57
13000		PF 4	160.46	165.1		165.86	0.001882	3.87	668.86	199.99	0.68
12900		PF 4	158.51	164.08	163.85	165.54	0.003531	5.36	483.1	140.82	0.92
12800		PF 4	159.92	163.92	163.92	165.02	0.004791	4.66	555.41	253.66	1.01
12700		PF 4	158.3	161.79	161.79	162.83	0.00483	4.53	571.28	273.13	1
12600		PF 4	157.48	160.35	160.35	161.14	0.005369	3.95	655.83	418.47	1.01
12500		PF 4	156.45	159.59	159.59	160.35	0.005547	3.86	670.29	452.87	1.01
12400		PF 4	156.56	158.94	158.94	159.54	0.005863	3.43	754.57	635.05	1
12300		PF 4	155.53	158.19	158.19	158.75	0.00594	3.33	777.46	691.28	1
12200		PF 4	154.57	157.03	157.03	157.53	0.006156	3.13	826.97	829	1
12100		PF 4	154.02	156.16	156.16	156.65	0.006297	3.08	840.11	877.75	1.01
12000		PF 4	152.81	155.4	155.4	155.82	0.006591	2.87	902.78	1085.31	1
11900		PF 4	152.03	154.15	154.15	154.66	0.006253	3.15	821.76	824.93	1.01
11800		PF 4	151.74	153.5	153.5	153.98	0.006228	3.08	841.18	873.57	1
11700		PF 4	150.44	152.52	152.52	153.02	0.006255	3.12	828.75	843.29	1.01
11600		PF 4	149.76	151.74	151.74	152.25	0.006184	3.14	823.64	823.44	1
11500		PF 4	148.56	150.9	150.9	151.42	0.006078	3.18	813.49	787.61	1
11400		PF 4	147.58	149.96	149.96	150.54	0.005985	3.37	767.13	672.58	1.01
11300		PF 4	146.59	149.16	149.16	149.79	0.005793	3.53	734.46	589.31	1.01
11200		PF 4	145.93	148.41	148.41	149.04	0.005732	3.53	733.25	582.03	1
11100		PF 4	145.23	147.72	147.72	148.35	0.005764	3.51	737.81	593.79	1
11000		PF 4	144.05	146.88	146.88	147.49	0.005905	3.45	750.72	631.21	1.01
10900		PF 4	143.85	146.16	146.16	146.75	0.005869	3.4	760.61	649.28	1
10800		PF 4	142.49	145.29	145.29	145.89	0.005835	3.44	753.63	631.19	1

10700	2589	PF 4	142.37	144.4	144.4	145.05	0.005746	3.57	725.15	565.98	1.01
10600		PF 4	141.22	143.51	143.51	144.16	0.00572	3.58	723.81	560.79	1
10500		PF 4	140.03	142.45	142.45	143.16	0.005553	3.74	691.78	489.58	1
10400		PF 4	138.88	141.65	141.65	142.42	0.005416	3.89	666.14	437.66	1.01
10300		PF 4	137.19	141.17	140.82	141.69	0.00282	3.2	808.6	435	0.75
10200		PF 4	137.86	140.5	140.41	141.32	0.004327	4	647.27	343.74	0.93
10100		PF 4	136.58	140.48		140.95	0.001804	3.02	856.64	358.14	0.62
10000		PF 4	135.63	139.39	139.39	140.59	0.004819	4.87	531.89	225.67	1.01
9900		PF 4	133.98	138.82	138.82	139.89	0.004845	4.59	564.55	263.8	1
9800		PF 4	134.67	137.94	137.94	138.9	0.005026	4.34	596.76	313.01	1
9700		PF 4	133.8	137.38	137.38	138.31	0.005059	4.27	606.75	328.43	1
9600		PF 4	133.11	136.56	136.56	137.5	0.005065	4.3	602.56	323.51	1
9500		PF 4	132.74	135.63	135.63	136.5	0.005177	4.14	625.4	361.47	1
9400		PF 4	130.57	134.87		135.52	0.003508	3.58	722.86	388.25	0.84
9300		PF 4	130.84	134.24	134.24	135.08	0.005331	4.06	638.39	389.67	1.01
9200		PF 4	130.04	133.41	133.41	134.16	0.005449	3.82	677.55	460.1	1.01
9100		PF 4	129.29	132.38	132.38	133.12	0.005441	3.81	679.81	463.28	1
9000		PF 4	128.84	131.42	131.42	132.11	0.00571	3.69	701.07	518.98	1.01
8900		PF 4	128.25	130.58	130.58	131.25	0.005606	3.62	715	537.47	1
8800		PF 4	127.91	129.91	129.91	130.57	0.005593	3.61	718.12	542.65	1
8700		PF 4	126.38	129.06	129.06	129.75	0.005721	3.69	701.85	520.97	1.01
8600		PF 4	125.86	127.96	127.96	128.71	0.005374	3.83	675.99	452.58	1
8500		PF 4	124.74	127.18	127.18	128	0.005271	4.01	644.84	396.38	1
8400		PF 4	123.41	126.11	126.11	126.91	0.005396	3.96	653.44	416.97	1.01
8300		PF 4	122.54	125.02	125.02	125.82	0.005274	3.97	652.15	407.8	1
8200		PF 4	120.8	123.4	123.4	124.19	0.005281	3.95	655.31	413.38	1
8100		PF 4	119.68	122.55	122.55	123.46	0.005163	4.23	612.31	342.82	1.01
8000		PF 4	119.34	121.79	121.79	122.63	0.005182	4.05	639.93	383.98	1
7900		PF 4	118.25	121.24		121.98	0.003434	3.8	680.94	329.37	0.84

7800	2589	PF 4	117.8	120.9	120.71	121.62	0.003679	3.78	685.7	352.88	0.86
7700		PF 4	116.23	120.97		121.32	0.001151	2.63	983.02	362.35	0.51
7600		PF 4	116.04	121.04	118.78	121.2	0.000368	1.8	1436.08	396.51	0.3
7510											
7500		PF 4	115	118.17	118.02	118.99	0.003955	4	646.79	321.93	0.9
7400		PF 4	114.45	117.47	117.47	118.53	0.004799	4.56	567.3	268.21	1
7300		PF 4	113.98	116.92	116.92	117.99	0.004845	4.59	563.78	265.91	1.01
7200		PF 4	113.47	116.33	116.33	117.43	0.004766	4.65	556.68	254.18	1
7100		PF 4	112.41	115.84	115.84	116.91	0.004803	4.58	565.18	265.63	1
7000		PF 4	112.02	115.21	115.21	116.18	0.004927	4.37	592.37	304.48	1
6900		PF 4	110.88	114.89		115.4	0.001887	3.14	824.92	338.26	0.64
6800		PF 4	109.85	115.08	112.09	115.23	0.000309	1.68	1541.44	413.46	0.28
6790											
6700		PF 4	108	111.49		111.9	0.00116	2.85	908.61	299.86	0.52
6600		PF 4	107.57	110.87		111.68	0.003177	3.99	648.9	275.04	0.83
6500		PF 4	106.52	110.6		111.37	0.002853	3.89	665.85	270.35	0.79
6400		PF 4	106.11	110.41		111.09	0.002244	3.65	709.75	264.65	0.71
6300		PF 4	104.76	109.72	109.58	110.76	0.003949	4.51	574.25	238.14	0.93
6200		PF 4	106.11	109.73	109.12	110.35	0.002125	3.48	743.92	286.52	0.69
6130											
6100		PF 4	103.5	106.86	106.86	108	0.004806	4.73	547.65	244.58	1.01
6000		PF 4	101.84	105.59	105.59	106.67	0.004817	4.61	561.5	261.95	1.01
5900		PF 4	101.23	104.86	104.86	105.96	0.004786	4.64	558.18	256.78	1
5800		PF 4	99.53	104.26	104.04	105.06	0.003591	3.98	649.9	302.3	0.87
5700		PF 4	99.6	104.05		104.71	0.002632	3.61	717.46	306.87	0.75
5600		PF 4	99.67	103.32	103.32	104.33	0.004995	4.44	583.61	296.23	1.01
5500		PF 4	99.32	102.68	102.68	103.62	0.005037	4.3	601.91	322.37	1
5400		PF 4	99.04	101.87	101.87	102.79	0.00513	4.25	608.68	336.15	1.01
5300		PF 4	98.44	101.04	101.04	101.84	0.005273	3.96	652.97	409.19	1

5200	2589	PF 4	97.24	100.1	100.1	100.84	0.005617	3.8	681.55	477.59	1.02
5100		PF 4	97.03	99.77		100.17	0.002237	2.79	929.49	519.24	0.66
5000		PF 4	96.34	99.79		99.99	0.000743	1.99	1300.11	526.44	0.4
4900		PF 4	95	99.85	96.62	99.92	0.000165	1.2	2158.37	605.57	0.2
4830											
4800		PF 4	91.5	95.1	95.1	96.15	0.004945	4.54	569.88	275.09	1.01
4700		PF 4	90.12	94.45		94.97	0.001965	3.19	811.26	335.57	0.66
4600		PF 4	88.7	94.35		94.75	0.001781	2.79	927.37	434.71	0.61
4500		PF 4	88.49	93.7	93.7	94.42	0.005634	3.76	687.86	489.18	1.01
4400		PF 4	88.06	92.99	92.99	93.74	0.00541	3.82	677.11	456.28	1
4300		PF 4	86.84	91.83	91.83	92.69	0.005238	4.11	629.86	371.06	1.01
4200		PF 4	86.53	91.22	91.22	91.98	0.005438	3.88	666.95	441.04	1.01
4100		PF 4	85.55	90.01	90.01	90.77	0.005473	3.86	670.28	448.36	1.01
4000		PF 4	85.34	89.12	89.12	89.88	0.005435	3.86	670.07	446.21	1.01
3900		PF 4	85.34	88.73		89.36	0.003317	3.51	737.53	391.29	0.82
3800		PF 4	85.79	88.13	88.13	88.93	0.005246	3.98	650.81	403.89	1
3700		PF 4	84.28	87.52	87.52	88.35	0.005174	4.04	641.12	385.36	1
3600		PF 4	83.38	86.56	86.54	87.36	0.005031	3.95	655.42	398.71	0.98
3500		PF 4	82.72	86.07	86.03	86.85	0.005	3.93	659.27	401.87	0.98
3400		PF 4	82.14	85.65	85.54	86.37	0.004313	3.76	689.41	401.92	0.92
3300		PF 4	81.32	85.11	85.11	85.89	0.005285	3.9	663.19	425.74	1
3200		PF 4	80.42	84.38	84.38	85.21	0.005282	4.04	641.18	391.28	1.01
3100		PF 4	79.14	83.32	83.32	84.27	0.005067	4.31	600.23	320.64	1.01
3000		PF 4	78.07	82.63	82.37	83.54	0.003388	4.24	610.76	247.86	0.86
2900		PF 4	77.14	81.95	81.95	83.12	0.004714	4.78	541.2	234.96	1.01
2800		PF 4	77.07	81.28	81.28	82.35	0.004785	4.58	565.33	264.52	1
2700		PF 4	76.72	80.8	80.8	81.67	0.005152	4.15	624.52	359.37	1
2600		PF 4	76.34	79.87	79.78	80.6	0.004511	3.79	683.57	407.92	0.93
2500		PF 4	74.37	79.39	79.35	80.12	0.005101	3.79	682.43	444.57	0.98

2400	2589	PF 4	74.73	79.54		79.77	0.001055	2.13	1215.03	578.07	0.47
2300		PF 4	74.09	78.84	78.84	79.52	0.005626	3.65	708.47	526.65	1.01
2200		PF 4	73.48	77.17	77.17	77.87	0.005477	3.73	694.32	491.02	1
2100		PF 4	72.48	76.43	76.43	77.07	0.005773	3.52	735.19	589.18	1.01
2000		PF 4	72.04	75.93		76.46	0.004526	3.23	802.03	609.97	0.9
1900		PF 4	72.71	75.33	75.33	75.94	0.005878	3.46	749.04	625.79	1.01
1800		PF 4	71.52	74.65	74.65	75.24	0.006051	3.4	761.3	665.6	1.02
1700		PF 4	71.75	74.23	74.04	74.65	0.003649	2.89	896.9	686.34	0.81
1600		PF 4	71.4	73.57	73.57	74.17	0.005939	3.43	754.56	642.1	1.01
1500		PF 4	70.92	72.93	72.85	73.43	0.004731	3.14	824	675.06	0.91
1400		PF 4	70.31	72.3	72.3	72.9	0.005791	3.45	750.97	622.96	1
1300		PF 4	67.54	71.69		72.04	0.002089	2.62	987.36	574.74	0.64
1200		PF 4	67.16	71.05	71.05	71.68	0.005803	3.54	731.15	583.47	1.01
1100		PF 4	67.61	70.54	70.24	70.93	0.002824	2.76	938.91	635.21	0.72
1000		PF 4	67.95	69.89	69.89	70.51	0.005787	3.49	741.01	601.79	1.01
900		PF 4	65.09	69.61		69.76	0.000537	1.71	1511.04	600.39	0.34
800		PF 4	64.94	69.33		69.65	0.001578	2.53	1022.59	508.04	0.57
700		PF 4	64.49	68.36	68.36	69.33	0.004955	4.36	593.24	307.21	1
600		PF 4	63.86	67.62	67.58	68.44	0.004761	4.01	645.89	368.8	0.97
500		PF 4	63.14	67.22	67.03	67.98	0.004149	3.86	669.94	364.51	0.91
400		PF 4	63.18	67.53		67.71	0.000429	1.89	1370.85	397.82	0.32
300		PF 4	62.83	67.1		67.6	0.001986	3.12	829.14	357.09	0.65
200		PF 4	63.07	67.05		67.39	0.001272	2.61	992.52	401.02	0.53
100		PF 4	61.68	66.92		67.26	0.001302	2.59	998.85	413.52	0.53
2.08		PF 4	62.89	66.01	66.01	66.98	0.005024	4.37	592.72	308.68	1.01

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Velchnl : Vitesse d'écoulement

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé

Flowarea : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie

Froude # chl : Nombre de Froude

E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

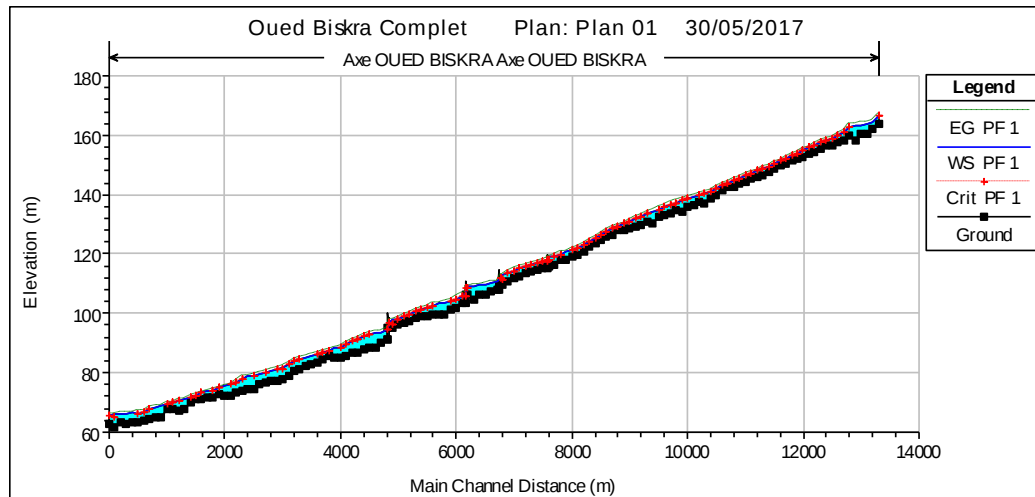
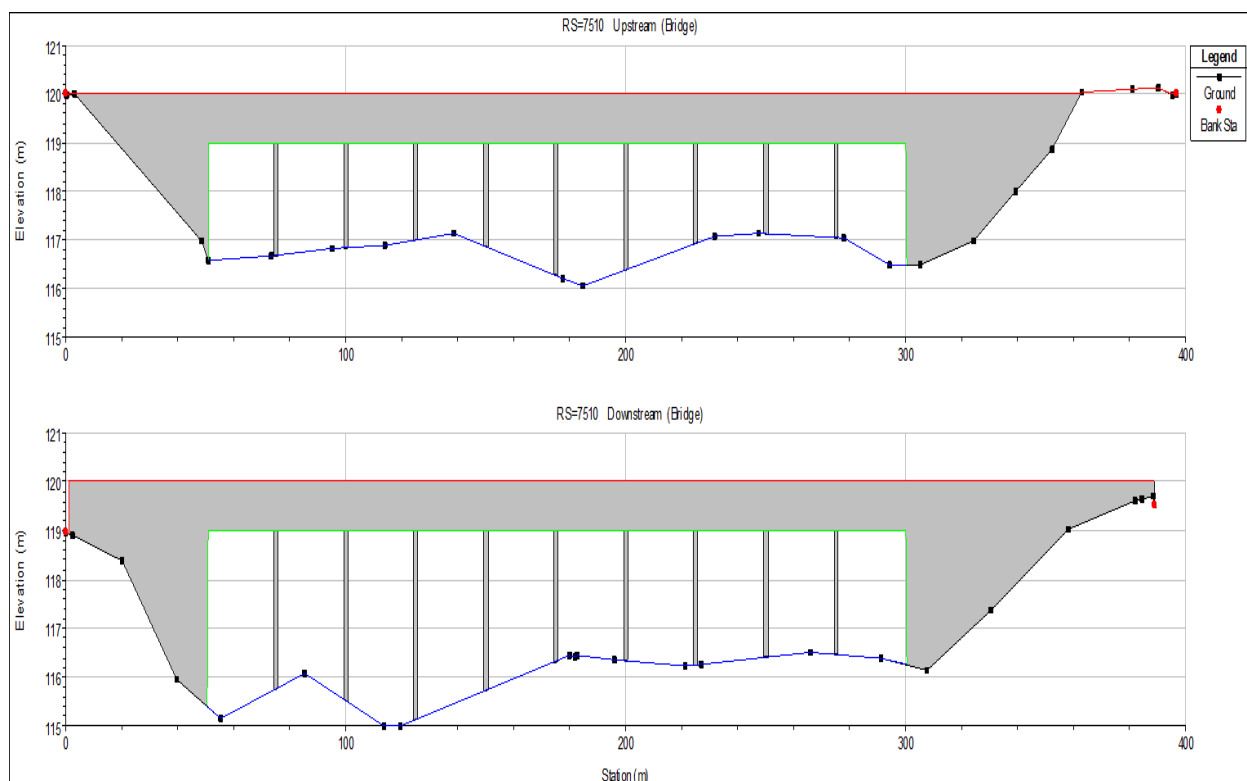


Figure V.13. Profil en long du canal



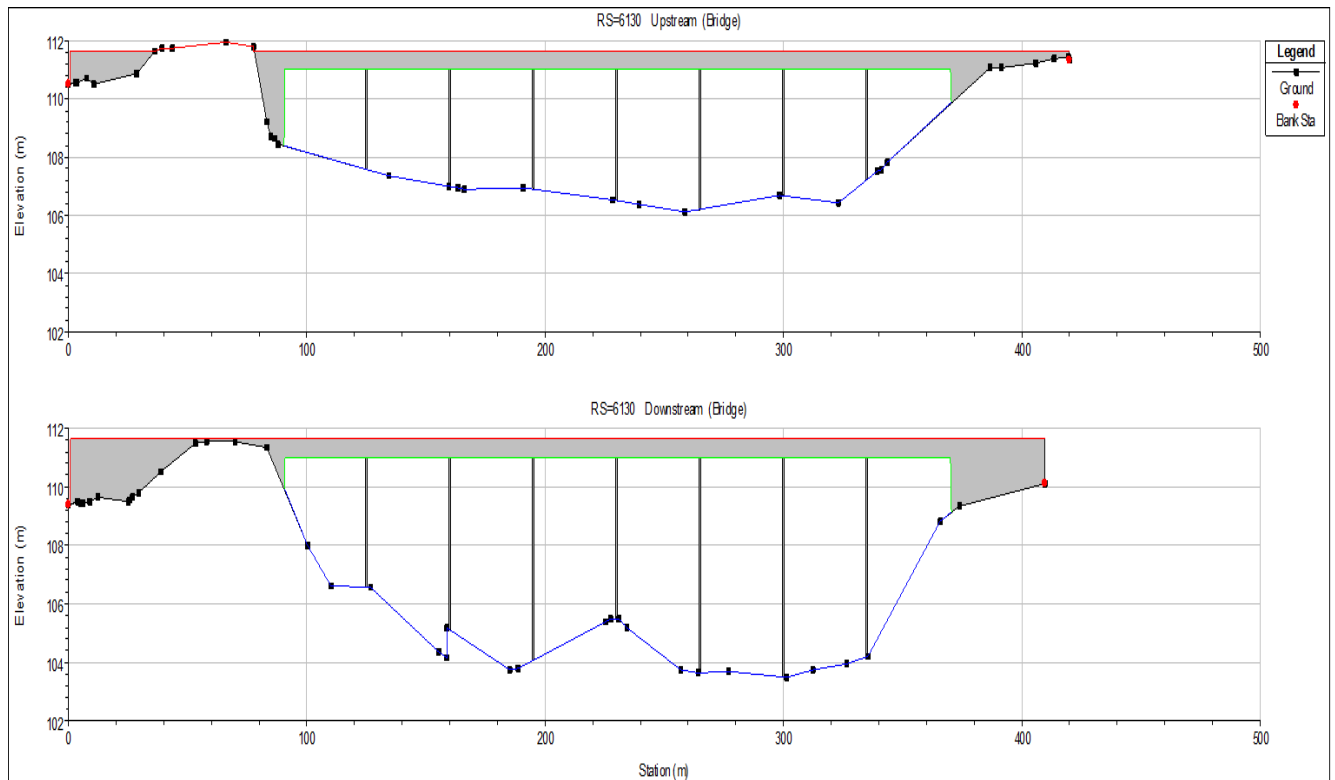
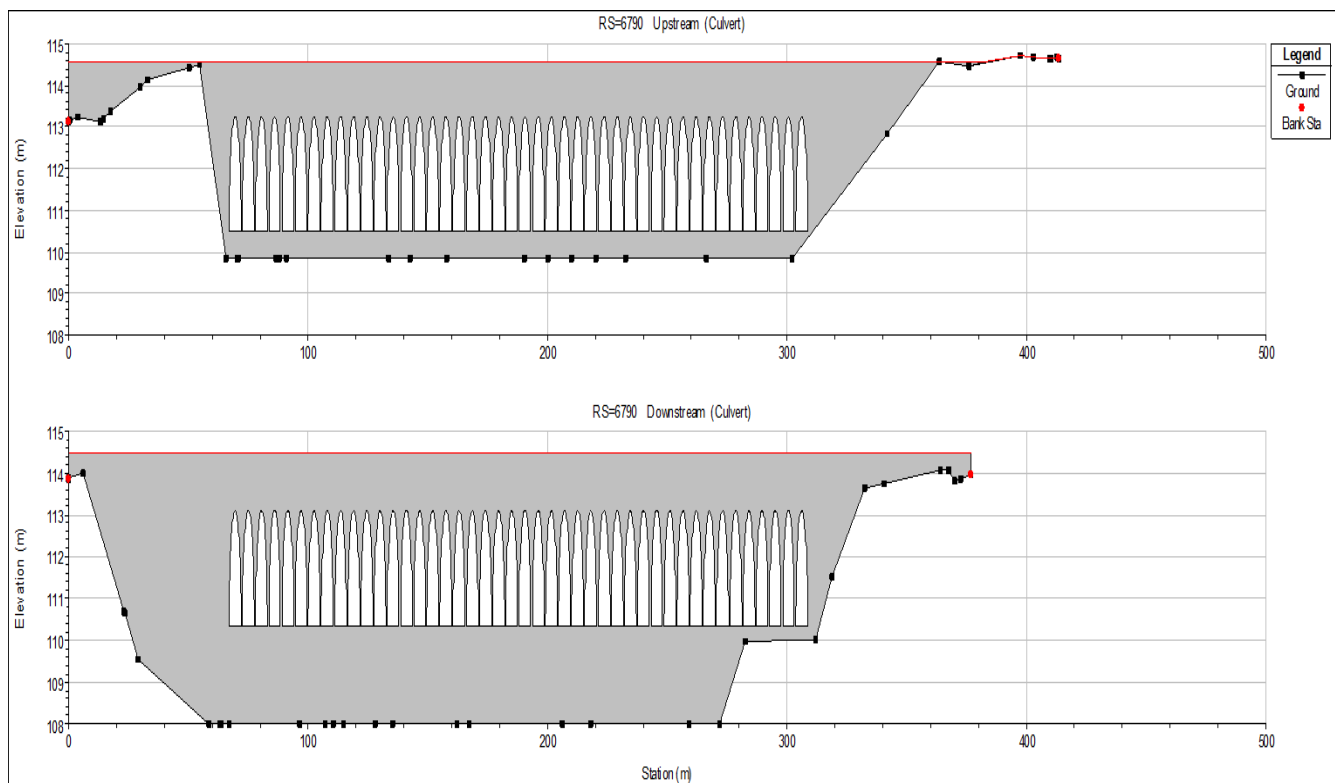


Figure V.14. Introduction des deux ponts sur pieu (PK7+510 ,PK 6+130 respectivement)



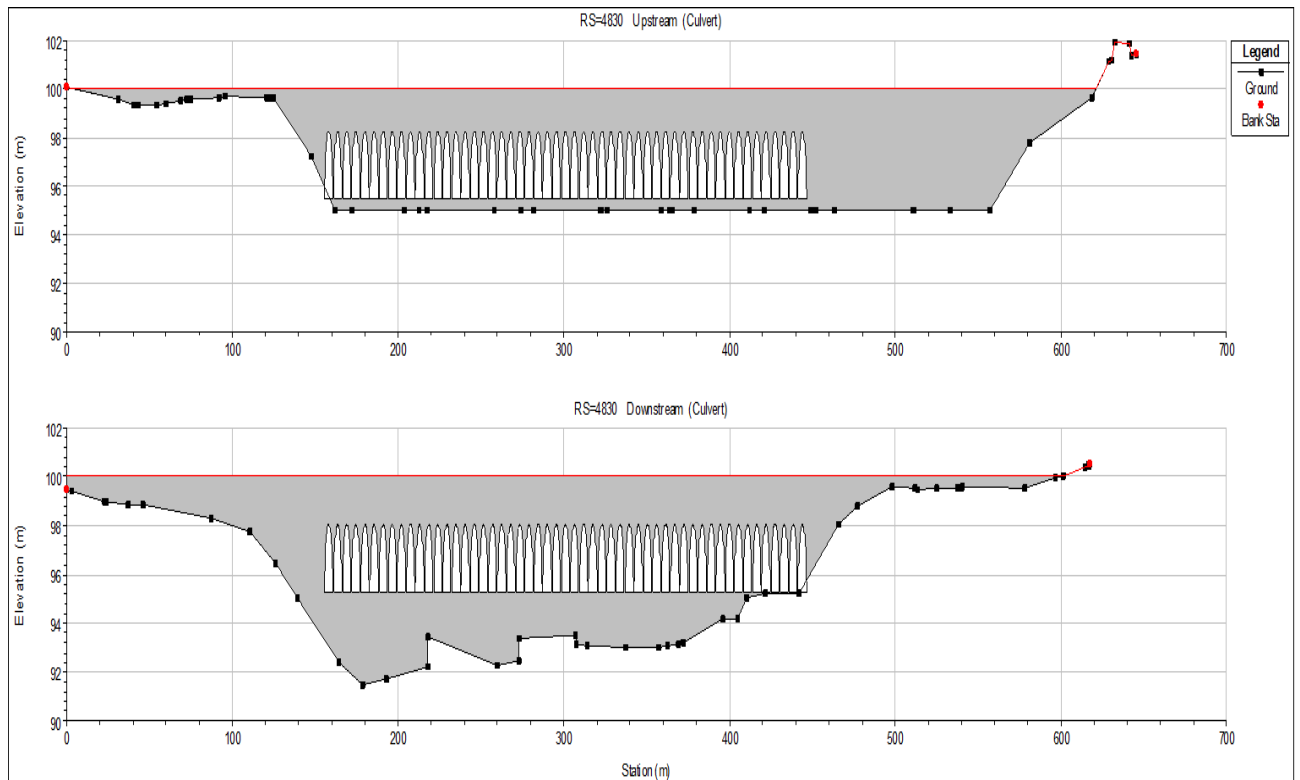


Figure V.15. Introduction des deux ponts à buse (PK6+750 ,PK4+830 respectivement)

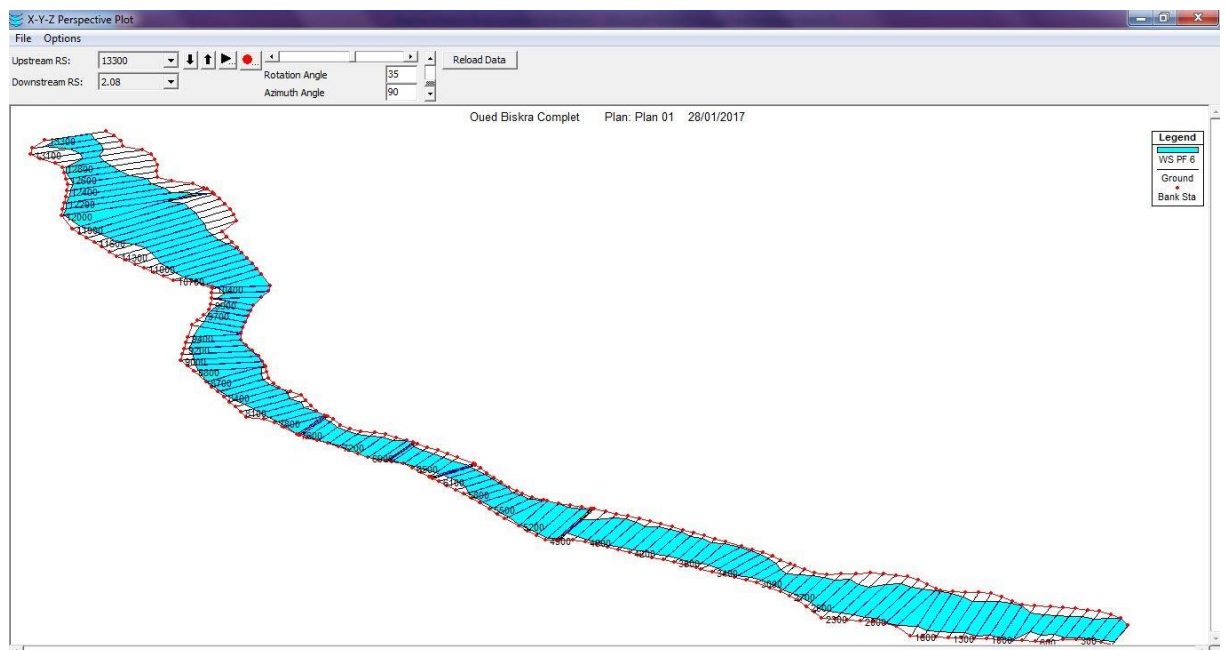


Figure V.16. Vue 3D de l'oued pour un débit de $2500 \text{ m}^3/\text{s}$

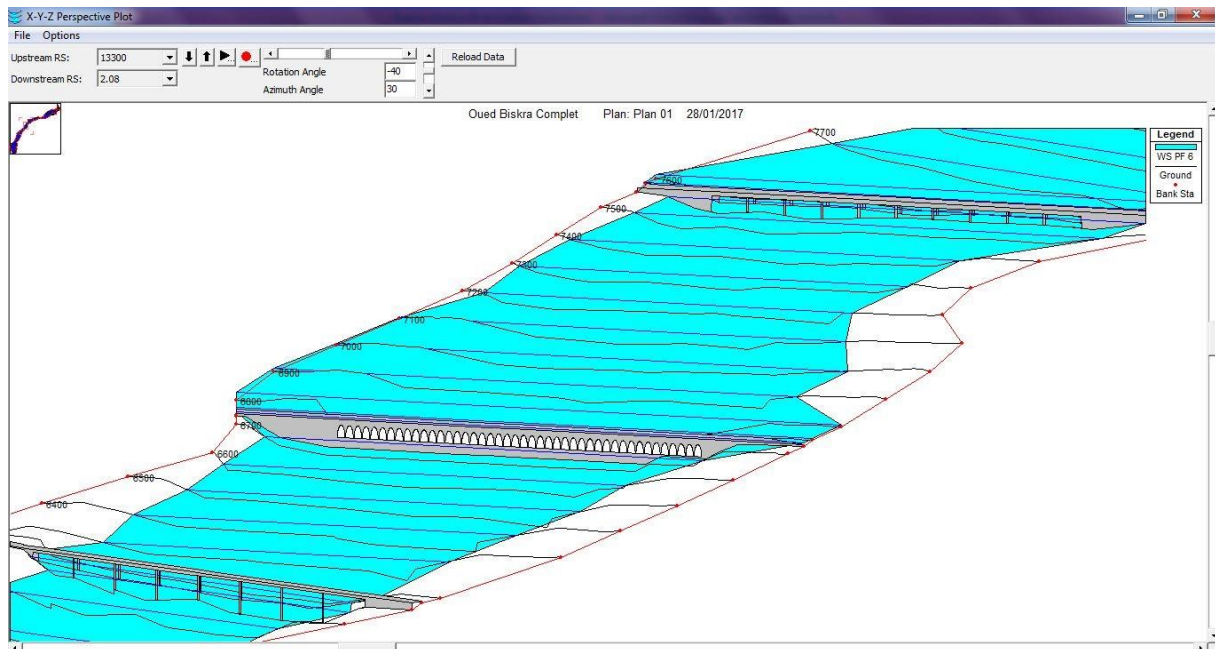


Figure V.17. Vue 3D de l'oued au niveau du pont busée avec débordement sur la rive coté centre-ville pour un débit de $2500 \text{ m}^3/\text{s}$.

❖ Interprétation des résultats :

On remarque d'après les résultats de calculs que l'obstacle le plus influent et qui limite le débit de l'oued est le premier pont busée en suivant la direction d'écoulement de l'eau. Ce pont limite le débit à presque $2100 \text{ m}^3/\text{s}$ alors que notre débit centennal pour les trois bassins versants est estimé à $2500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Après calculs, on remarque que les zones à risque d'inondation sont les suivant (suivant la direction d'écoulement de l'eau) :

- ✓ Le poste de Sonelgaz et la palmeraie qui commence à être inondés à partir d'un débit de $1800 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ Le pont N°01 sur pieu qui ne peut supporter un débit supérieur à $2800 \text{ m}^3/\text{s}$.

❖ Affinement des calculs dans les zones à risque :

Pour la confirmation des résultats obtenues par le logiciel HEC-RAS, une vérification s'impose pour délimiter les zones à risques. Ces zones entre le PK 3+700 (qui représente la sortie de la ville côté sud 1km après le dernier pont busé)

et le PK 8+500 (qui se situe au nord de la ville à 1 km avant le premier pont sur pieu qui est actuellement en construction) ont une pente et une largeur d'oued uniforme, ainsi que la rugosité. La hauteur des berges sur cette partie est aussi uniforme.

- **CALCUL DE LA HAUTEUR DU PLAN D'EAU :**

Le calcul hydraulique de l'oued consiste à déterminer la hauteur d'eau normale à l'intérieur de l'oued en fonction du débit d'eau, de la pente et de la géométrie, en utilisant la formule de l'écoulement à surface libre suivante :

$$Q = K.S.R^{2/3}I^{1/2}$$

Avec :

- Q : Débit d'écoulement ;
- K : Coefficient de rugosité égale à $K = 40$;
- R : Rayon hydraulique $R=S/P$;
- I : Pente du fil d'eau ;
- S : Surface d'écoulement ;
- P : Périmètre mouillé ;

Le tableau ci-après donne au niveau des différents PK de l'oued, la largeur, les cotes de fond, vue l'uniformité de la section de l'oued sur cette zone, ainsi que la cote max des berges pour pouvoir comparer à la fin les hauteurs d'eau obtenue par rapport à ces cotes.

Sachant que la surface et le rayon hydraulique sont en fonction de la hauteur d'eau et le débit dans l'oued, on détermine la hauteur d'eau max en faisant varier le débit de telle façon à ce que la hauteur d'eau ne dépasse pas la hauteur des berges, on obtient de cette manière le débit maximal qui peut être véhiculé par l'oued, par la suite on le compare au débit obtenu lors de l'étude hydrologique.

- **La revanche :**

Par rapport au tirant d'eau, il convient d'ajouter une revanche pour éviter les risques de débordement. Ce qui fait que la cote de couronnement des berges doit être égale à la cote de niveau d'eau majoré de la revanche. "Dising of small dams" propose la formule suivante pour l'évaluation de la revanche.

$$R = 0.6m + 0.05 V \sqrt[3]{h}$$

Avec :

- R : La revanche à adopter ;

- V : Vitesse d'écoulement dans le canal ;
- h : Hauteur d'eau dans le canal

On proposera une valeur de revanche de 0.7m dans notre cas.

• SECTION OVALE DES PONTS BUSEES :

Pour les sections ovales du pont, on a dû redessiner le profil en travers suivant les dimensions réelles. Supposée que la buse de forme ovale est remplie à 90 % , On peut ainsi déduire graphiquement la section mouillée, le périmètre mouillé et le rayon hydraulique comme le démontre la figure suivante.

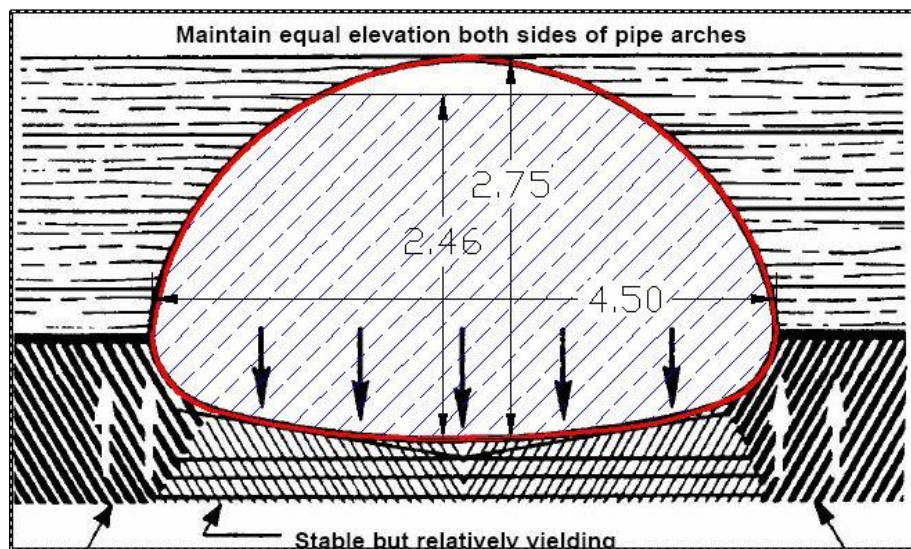


Figure V.18. Section en travers ovale du pont busé.

La hauteur de la buse est de 2.75m et sa largeur est de 4.5m, obtient alors une surface mouillée de 9.09 m^2 et un périmètre mouillé de 9.418 m soit un rayon hydraulique de 0.965 m . Avec une pente moyenne de 1.2% et une rugosité des parois de $K = 40$ et pour une hauteur d'eau de 2.46 m (90% de la hauteur total) on obtient avec la formule de l'écoulement à surface libre ($Q = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$) un débit unitaire par buse de $Q_{\text{Buse}} = 58.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

Sachant que le premier pont possède **44 buses** et ne peut donc débiter que $Q_{\text{pont1}} = 2100 \text{ m}^3/\text{s}$. Par contre le deuxième pont possède **53 buses** ce qui signifie qu'il peut débiter $Q_{\text{pont2}} = 3092 \text{ m}^3/\text{s}$.

En se basant sur le calcul hydraulique détaillé ci-dessus , on peut affirmer que problème majeur de la ville se situe au niveau le premier pont qui impose un débit limite de $2100 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui est nettement inférieur au débit de crue supposée lors des calculs. Sur la rive droite de cette partie de l'oued suivant le sens d'écoulement, une digue d'une hauteur de 04 m est construite pour la protection de la ville contre les crues. C'est donc toute cette partie de la ville qui est dans une zone à risque d'inondation.

- **RESULTATS DES CALCULS :**

Débit d'oued	2500	Rugosité K	40.00
Alpha	1.05	Fruit des Talus	0.50
Revanche	0.7		

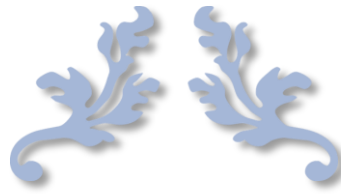
Tableau V.7. Résultats de calcul

Distance	Cote Axe Oued	Cote Rive centre ville cote wilaya	Cote Rive ville Nouvelle	Largeur d'oued	Pente Moyenne de l'oued	largeur plan d'eau	Hauteur d'eau	Surface mouille S	Périmètre mouille P	Rayon hydraulique	Q : Débit d'écoulement	V : vitesse d'écoulement	Niveau d'eau maximum	Vérification du débordement	q : Débit unitaire	Ep : Energie potentiel	Ec : cinétique
ml	mNGA	mNGA	mNGA	ml	m/m		m	m ²	ml	R=S/P	m ³ /s	m/s					
3700	85.0	91.4	92										86.9	Sa passe			
				440	1.00%	441.24	1.24	544.36	442.47	1.23	2 500.00	4.59			5.68	1.24	1.13
3900	87.0	92.85	94.2										88.8	Sa passe			
				440	1.50%	441.09	1.09	481.89	442.19	1.09	2 500.00	5.19			5.68	1.09	1.44
4100	90.0	94.1	96.5										92.0	Sa passe			
				440	0.85%	441.30	1.30	571.62	442.59	1.29	2 500.00	4.37			5.68	1.30	1.02
4300	91.7	95.1	96.5										94.7	Sa passe			
				400	0.15%	402.31	2.31	927.98	404.63	2.29	2 500.00	2.69			6.25	2.31	0.39
4500	92.0	96.3	99										95.0	Sa passe			
				400	0.15%	402.31	2.31	927.98	404.63	2.29	2 500.00	2.69			6.25	2.31	0.39
4700	92.3	97.6	100.5										94.1	Sa passe			
				420	1.85%	421.06	1.06	444.17	422.11	1.05	2 500.00	5.63			5.95	1.06	1.70
4900	96.0	99.5	100.7										97.8	Sa passe			
				500	1.10%	501.11	1.11	556.51	502.22	1.11	2 500.00	4.49			5.00	1.11	1.08
5100	98.2	100.5	99										100.3	Sa passe			
				420	0.65%	421.45	1.45	608.35	422.89	1.44	2 500.00	4.11			5.95	1.45	0.90
5300	99.5	102.5	100										101.9	Sa passe			
				350	0.50%	351.75	1.75	612.63	353.49	1.73	2 500.00	4.08			7.14	1.75	0.89
5500	100.5	103.5	105.3										103.2	Sa passe			
				290	0.50%	291.96	1.96	569.03	293.91	1.94	2 500.00	4.39			8.62	1.96	1.03
5700	101.5	105	107.25										104.1	Sa passe			
				290	0.60%	291.85	1.85	538.59	293.70	1.83	2 500.00	4.64			8.62	1.85	1.15
5900	102.7	107.7	107.8										105.2	Sa passe			
				290	0.65%	291.81	1.81	525.75	293.61	1.79	2 500.00	4.76			8.62	1.81	1.21
6100	104.0	111.5	110.5										106.3	Sa passe			
				280	1.00%	281.62	1.62	455.41	283.24	1.61	2 500.00	5.49			8.93	1.62	1.61
6300	106.0	112	111.5										108.3	Sa passe			
				270	1.15%	271.59	1.59	430.43	273.18	1.58	2 500.00	5.81			9.26	1.59	1.81
6500	108.3	122.8	112.5										111.3	Sa passe			
				270	0.35%	272.27	2.27	616.27	274.55	2.24	2 500.00	4.06			9.26	2.27	0.88
6700	109.0	114	113.6										111.3	Sa passe			
				270	1.25%	271.55	1.55	419.75	273.10	1.54	2 500.00	5.96			9.26	1.55	1.90
6900	111.5	114.9	115.5										114.4	Sa passe			
				240	0.50%	242.19	2.19	528.54	244.38	2.16	2 500.00	4.73			10.42	2.19	1.20
7100	112.5	116.2	116.3										115.1	Sa passe			
				230	0.85%	231.92	1.92	442.87	233.84	1.89	2 500.00	5.64			10.87	1.92	1.71
7300	114.2	115.8	116.9										116.8	Sa passe			
				300	0.50%	301.92	1.92	576.64	303.83	1.90	2 500.00	4.34			8.33	1.92	1.01
7500	115.2	119.4	120										117.4	Sa passe			
				300	1.15%	301.49	1.49	448.63	302.98	1.48	2 500.00	5.57			8.33	1.49	1.66
7700	117.5	122.5	120										119.8	Sa passe			
				350	0.70%	351.58	1.58	553.60	353.16	1.57	2 500.00	4.52			7.14	1.58	1.09
7900	118.9	126	123.7										121.1	Sa passe			
				400	0.70%	401.46	1.46	583.57	402.91	1.45	2 500.00	4.28			6.25	1.46	0.98
8100	120.3	127	132.6										122.5	Sa passe			
				320	1.10%	321.45	1.45	466.39	322.91	1.44	2 500.00	5.36			7.81	1.45	1.54
8300	122.5	127	124										124.4	Sa passe			
				420	1.25%	421.19	1.19	499.73	422.38	1.18	2 500.00	5.00			5.95	1.19	1.34
8500	125.0	127	127										125.7	Sa passe			

CONCLUSION :

A partir du **tableau V.7**, on constate l'incapacité de l'oued à transiter le débit de projet sans dégâts. Pour faire face à ce problème, on propose les solutions suivantes :

- ❖ **1^{er} Partie : Solution pour la crue centennale) :** Un aménagement de l'Oued à l'intérieur du tissu urbain pour une crue centennale estimé à 2500 m³/s .
- ❖ **2^{eme} Partie : Solution pour la crue millénale** Intervenir au niveau des sous bassins à l'extérieur du tissu urbain par la réalisation de petites digues régulatrices, pour réduire le débit et étaler la crue.



Chapitre VI
Variantes de
l'aménagement



Chapitre VI : VARIANTES DE L'AMENAGEMENT

Introduction

Après finalisation du chapitre V et la détection de toutes les zones inondables, le présent chapitre consiste à pallier aux identifiées dans la zone d'étude problèmes d'inondation. A ce titre, il a été constaté ce qui suit :

1. Le premier pont busé de la ville qui limite le débit véhiculé par l'oued à 2100 m³/s, sachant que sur sa rive droite est implantée une digue pour protéger la ville. Par conséquent, toute cette partie de la ville est sous risque d'inondation.
2. Le deuxième problème se trouve au niveau du poste Sonelgaz où une forte probabilité d'inondation subsiste à partir d'un débit de 2100 m³/s
3. Le troisième point critique est la palmeraie qui se situe avant l'entrée de la ville sur la rive gauche qui présente un risque d'inondation à partir d'un débit de 2000 m³/s.
4. Le quatrième point est avant le pont N°01 sur pieu (actuellement en construction) à l'entrée de la ville qui ne peut débiter plus que 2500 m³/s.
5. Le cinquième point réside au niveau de la rive droite du pont buse N°02 qui ne peut débiter plus que 2500 m³/s.

Nous avons scindé cette mission en 02 parties :

1^{er} Partie : Solution pour la crue centennale :

Etablissement d'un plan d'aménagement à l'intérieur du tissu urbain, un aménagement d'oued pour un débit de projet de 2500 m³/s est recommandé.

2^{eme} Partie : Solution pour la crue millénale :

Etablissement d'un plan d'aménagement se trouvant à l'extérieur du tissu urbain avant le point de confluence des trois principaux bassins versants. Un aménagement d'oued à un débit évacué en amont estimé 3854 m³/s à est recommandé. (Figure VI.1)

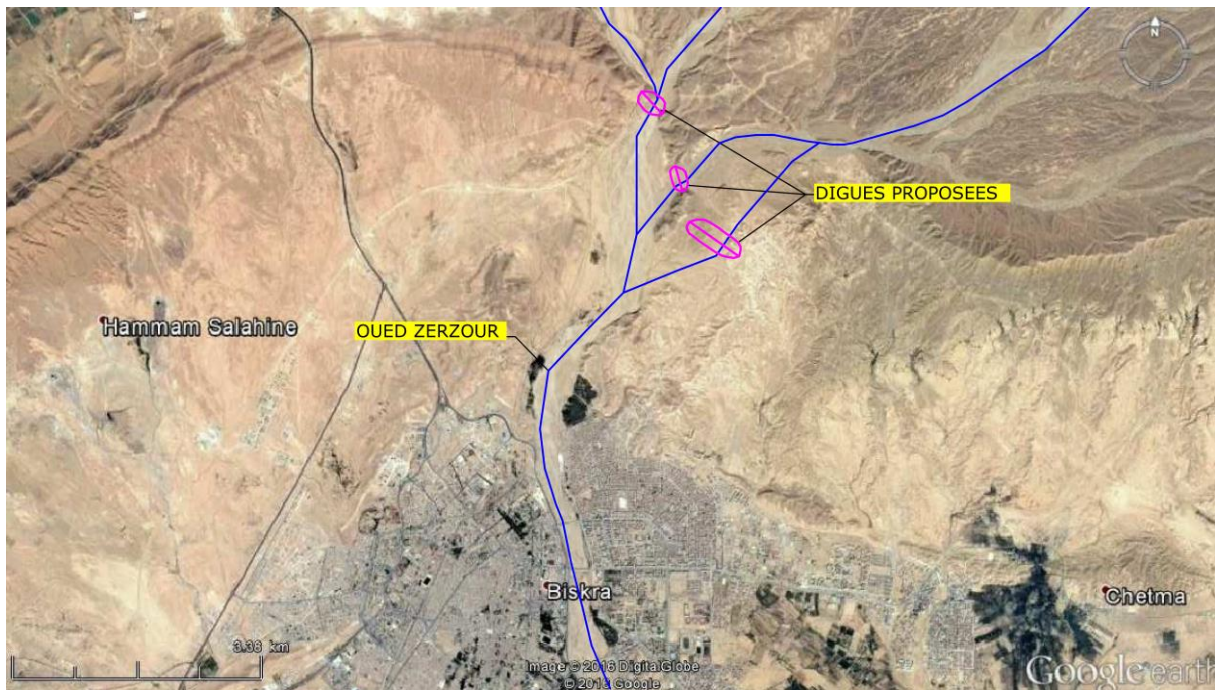


Figure VI.1. Positionnement des digues à l'extérieur du tissu urbain
(Google Earth, 2017)

VI.1. PARTIE N°01 : SOLUTION POUR LA CRUE CENTENNALE

Concernant la solution pour la crue centennale au milieu du tissu urbain, les différentes solutions d'aménagements suivants sont recommandées :

A- Recalibrage du lit d'oued

En raison de l'état actuel du lit d'oued caractérisé par des dépôts de terre qui gênent l'écoulement et qui causent le rehaussement du niveau d'eau par conséquence, le recalibrage et le nettoyage du fond d'oued avec un aménagement d'une cunette dans l'axe du lit d'oued afin de véhiculer les faibles débits est plus que nécessaire pour assurer un bon écoulement.

Le recalibrage du lit de l'oued aura un linéaire de 3400 ml à partir du PK 8+200 jusqu'au PK 4+800 ml, la largeur moyenne de l'oued sur cette partie est de 300 m et sa pente est de l'ordre de 0.78 %.

Les conditions d'aménagement citées ci-dessus appliquées, les calculs avec le logiciel HEC RAS dont les résultats seront présentés ci-après, une diminution considérable du niveau du plan d'eau pour le débit de projet a été constaté. Le tableau ci-après indique les différentes informations sur les sections de l'oued après recalibrage.

Tableau VI.1. : Caractéristiques géométriques de l'oued après recalibrage.

PK des sections en travers	Longueur entre Section	Pente entre section	Largeur entre axe et rive gauche	Largeur entre axe et rive droite.	Largeur total Oued	Cote de l'axe de l'oued
8200	100	0.008	203.09	160.97	364.06	121.50
8100	100	0.008	185.57	177.57	363.14	120.70
8000	100	0.008	166.94	188.79	355.73	119.90
7900	100	0.008	150.87	204.63	355.50	119.10
7800	100	0.008	134.53	216.73	351.26	118.30
7700	30	0.008	130.00	223.00	353.00	117.50
7670	70	0.008	134.30	233.66	367.96	117.26
7600	100	0.008	174.50	218.30	392.80	116.70
7500	100	0.008	184.69	190.33	375.02	115.90
7400	100	0.008	172.57	157.07	329.64	115.10
7300	100	0.008	162.34	125.39	287.73	114.30
7200	100	0.0077	155.01	108.90	263.91	113.53
7100	100	0.0077	145.00	122.09	267.09	112.76
7000	100	0.0077	136.01	135.34	271.35	111.99
6900	100	0.0077	130.77	163.50	294.27	111.22
6800	100	0.0077	125.90	194.03	319.93	110.45
6700	100	0.0077	139.73	175.71	315.44	109.68
6600	100	0.0077	143.70	143.52	287.22	108.91
6500	100	0.0077	148.72	140.50	289.22	108.14
6400	100	0.0077	174.76	137.70	312.46	107.37
6300	20	0.0077	151.33	132.25	283.58	106.60
6280	80	0.0077	160.30	123.11	283.41	106.45
6200	100	0.0075	154.50	123.11	277.61	105.85
6100	100	0.0075	139.16	136.50	275.66	105.10
6000	100	0.0075	139.78	144.77	284.55	104.35
5900	100	0.0075	140.53	147.28	287.81	103.60
5800	100	0.0075	141.97	150.87	292.84	102.85
5700	100	0.0075	141.95	157.05	299.00	102.10
5600	30	0.0075	137.82	164.73	302.55	101.35
5570	70	0.0075	135.75	167.37	303.12	101.12
5500	100	0.0073	154.62	175.70	330.32	100.61
5400	100	0.0073	166.95	184.66	351.61	99.88
5300	20	0.0073	166.33	195.55	361.88	99.15
5280	80	0.0073	147.32	203.44	350.76	99.00
5200	100	0.0073	155.25	203.52	358.77	98.42
5100	100	0.0073	156.08	186.81	342.89	97.69
5000	100	0.0073	170.81	170.71	341.52	96.96
4900	100	0.0073	180.91	154.70	335.61	96.23
4800	4800	0.0073	196.13	137.30	333.43	95.50

B- Elargissement la section de passage de l'eau au niveau du premier pont busé n°1 :

Le premier pont à buses ne pouvant véhiculer qu'un débit estimé à 2100 m³/s, un élargissement de la section de passage à son niveau est recommandé. Un dalot de 35 m de largeur et 3m de hauteur sera implanté sur la rive gauche pour remédier à ce problème.

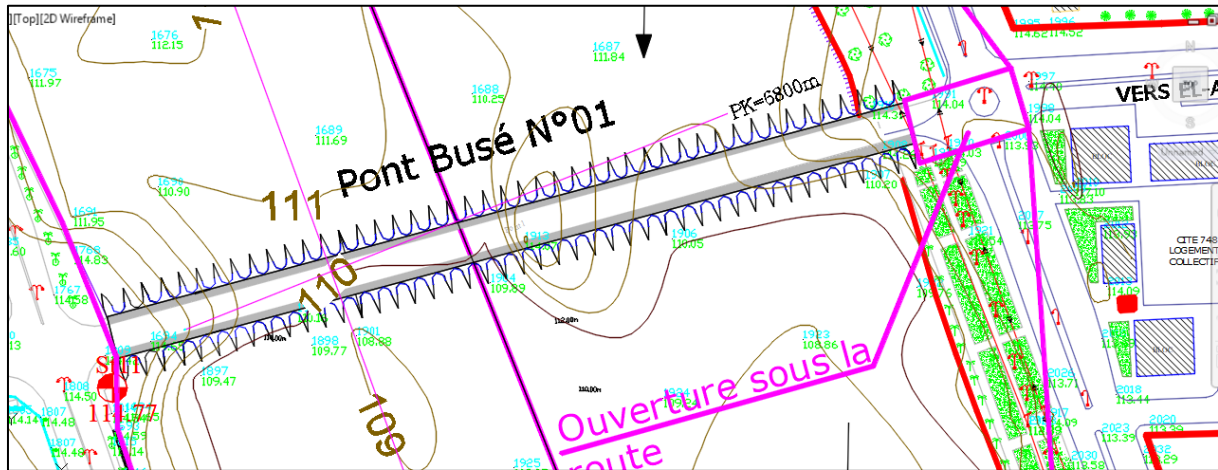


Figure VI.2. Elargissement de la section du dalot (35m x 3m) au niveau du pont en rive gauche.

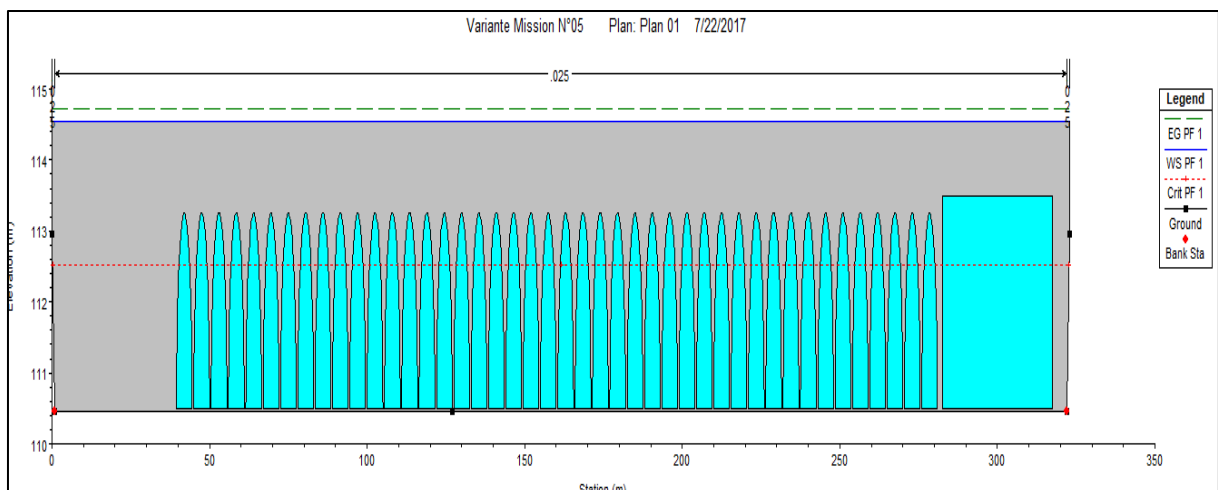


Figure VI.3. Coupe en travers de la section élargie du pont °1 à buse et du dalot via la simulation par le code HEC-RAS

Pour davantage sécurité et pour assurer que les eaux ne pénètrent pas vers le centre-ville, un mur de 1.5 m de hauteur sera implanté sur la digue de protection de cette dernière. Ce mur aura une longueur de 700 ml afin de s'assurer que la partie du centre-ville, jugée

comme la plus exposée au risque d'inondations, soit la dernière à être inondée en cas de crue exceptionnelle.

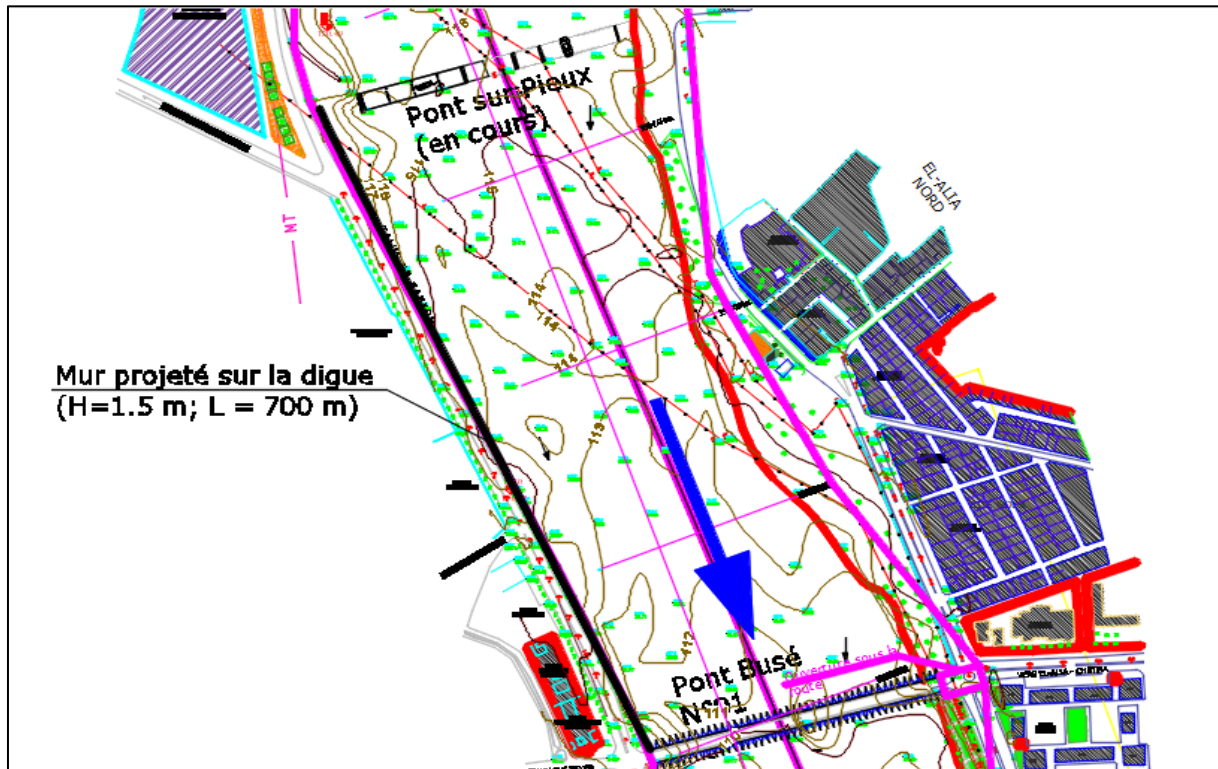


Figure VI.4. Vue en plan du mur projeté en amont du premier pont busé.

D'après le profil hydraulique obtenu par le calcul avec le code HEC-RAS (tableau en annexe), nous avons remarqué une baisse considérable du niveau d'eau en amont du pont comme le montre le profil ci-dessous.

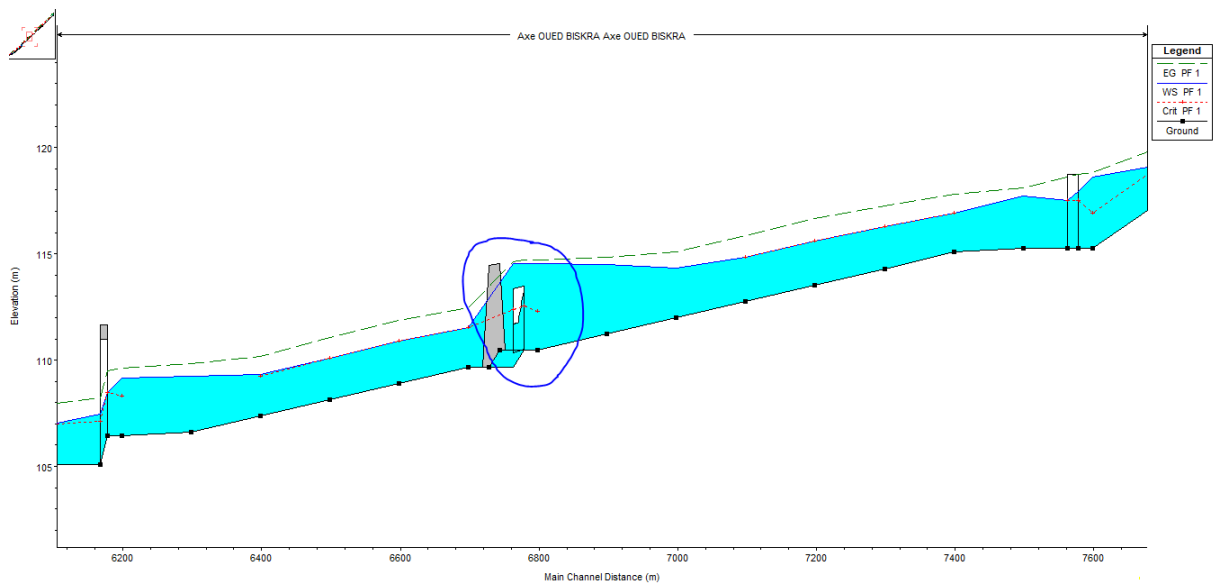


Figure VI.5. Profil de la ligne d'eau selon le calcul hydraulique : Cas de la solution du premier pont busé.

C- Elargissement de la section de l'oued avant le premier pont sur pieux n°1 :

Afin d'éviter les risques d'inondation en ce point, l'élargissement de la section de passage d'eau s'impose tout en intégrant les zones d'activités sportives (stades) dans la zone d'étude. Les résultats du calcul hydraulique obtenus pour la crue de projet $Q=2500\text{m}^3/\text{s}$ montrent que le risque d'inondation est complètement atténué .

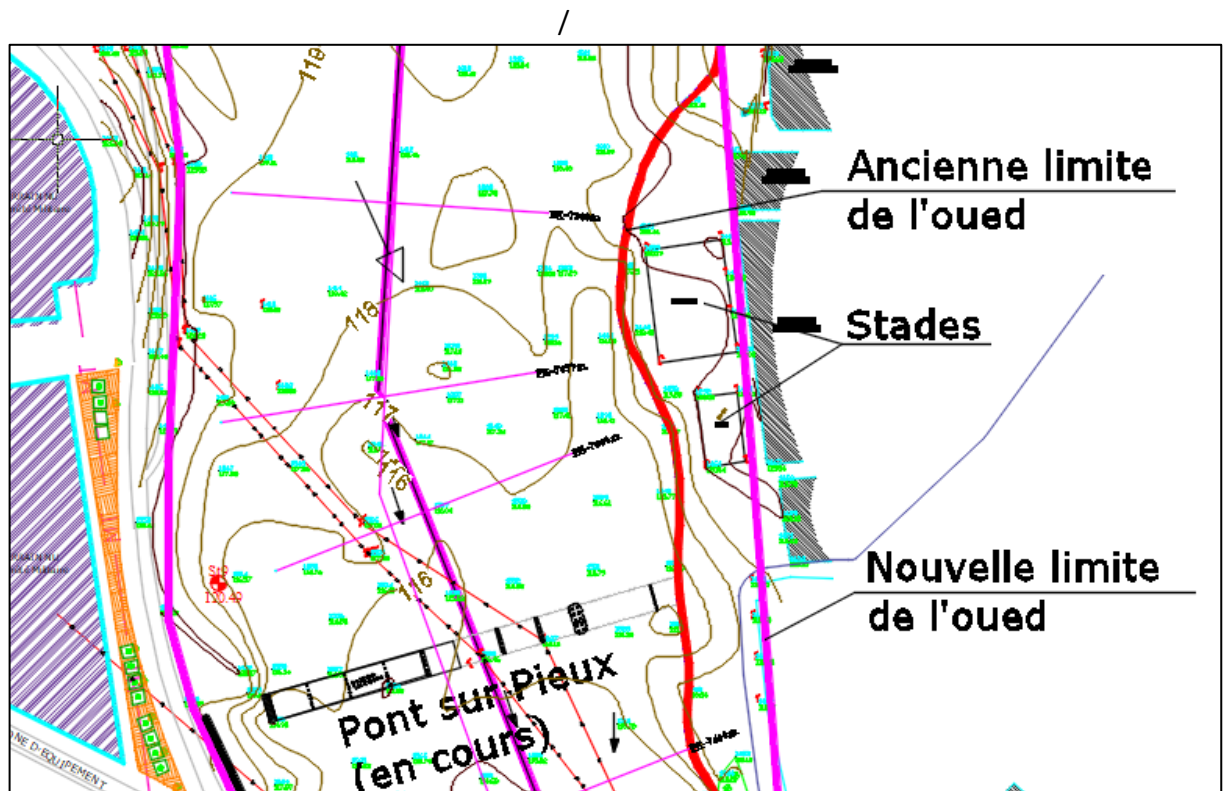


Figure VI.6. Elargissement de l'oued avant le premier pont sur pieux .

D- Rive droite du pont buse N°02 :

Après recalibrage de l'oued avec une pente uniforme, Il a été constaté que le problème de la rive gauche du pont busée N°01 ne se posait plus comme le montre la figure suivante.

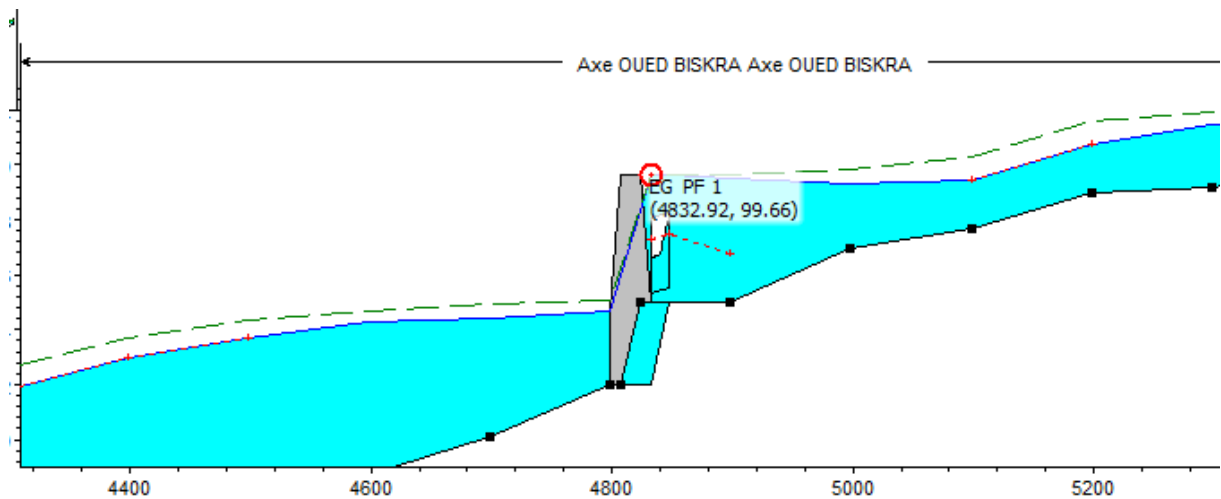


Figure VI.7. Profil de la ligne d'eau selon le calcul hydraulique : Cas du pont busée N°02.

Afin d'éliminer tout risque d'inondations, la réalisation d'autres ouvrages de passage comme ceux réalisés au niveau du premier pont busé est recommandée. Ils seront d'une hauteur de 3 m sur une largeur de 25 m tenant compte que pente est relativement faible en cette zone par rapport à la pente moyenne de l'oued.

E- Palmeraie à 1.0 km en amont du premier pont sur pieux :

Au niveau de la palmeraie à 1.0 km en amont du premier pont sur pieux, la hauteur du plan d'eau selon les résultats de calculs est de (02 m) soit à la cote 126 mNGA. La palmeraie qui se situe sur la rive gauche, à la cote 125.5 mNGA, sera dans ce cas inondée. Un mur en gabion d'une longueur de 700 m et d'une hauteur de 1.5 m sera projeté. Ce mur sera plus haut si le recalibrage en aval de cette zone n'aura pas eu lieu.

F- Sortie de la ville au niveau du périmètre agricole de MESDOUR.

L'oued en cette zone, à 4.8 km en aval du deuxième pont busé, est rétréci par l'existence des zones agricoles. Ce rétrécissement provoque une remontée considérable qui gêne l'écoulement et qui inonde les agricultures. Il faudra, de préférence écarter ces zones agricoles de l'oued afin de permettre un écoulement simple et rapide des eaux en cette zone.

Résultats de calcul HEC-RAS :

Le tableau ci-après résume les résultats de calculs :

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
13300	PF 1	2500	163.88	167.13	167.13	168.16	0.004838	4.51	554.07	268.05	1
13200	PF 1	2500	161.95	165.81		166.08	0.000899	2.28	1097.22	418.74	0.45
13100	PF 1	2500	160.5	165.43		165.94	0.001436	3.18	786.92	258.69	0.58
13000	PF 1	2500	160.46	164.99		165.75	0.001937	3.86	647.1	198.3	0.68
12900	PF 1	2500	158.51	164.05	163.75	165.44	0.003372	5.22	478.84	140.24	0.9
12800	PF 1	2500	159.92	163.85	163.85	164.95	0.004826	4.64	538.5	248.82	1.01
12700	PF 1	2500	158.3	161.73	161.73	162.76	0.00487	4.49	556.63	271.45	1
12600	PF 1	2500	157.48	160.31	160.31	161.09	0.005407	3.9	640.71	418.24	1.01
12500	PF 1	2500	156.45	159.55	159.55	160.3	0.005616	3.83	652.09	449.72	1.02
12400	PF 1	2500	156.56	158.91	158.91	159.5	0.005951	3.41	734.12	631.85	1.01
12300	PF 1	2500	155.53	158.16	158.16	158.72	0.005998	3.29	759.01	691.04	1
12200	PF 1	2500	154.57	157.01	157.01	157.5	0.006196	3.1	807.4	826.84	1
12100	PF 1	2500	154.02	156.14	156.14	156.61	0.006243	3.03	824.18	876.19	1
12000	PF 1	2500	152.81	155.37	155.37	155.79	0.006584	2.85	876.79	1062.28	1
11900	PF 1	2500	152.03	154.13	154.13	154.63	0.006298	3.11	802.8	824.52	1.01
11800	PF 1	2500	151.74	153.47	153.47	153.95	0.006268	3.04	821.23	871.16	1
11700	PF 1	2500	150.44	152.5	152.5	152.99	0.00629	3.09	808.23	838.21	1.01
11600	PF 1	2500	149.76	151.72	151.72	152.21	0.006203	3.11	803.35	817.28	1
11500	PF 1	2500	148.56	150.87	150.87	151.38	0.006204	3.16	790.87	785.56	1.01
11400	PF 1	2500	147.58	149.93	149.93	150.5	0.006028	3.34	749.36	672.09	1.01
11300	PF 1	2500	146.59	149.13	149.13	149.75	0.005817	3.49	717.17	586.92	1.01
11200	PF 1	2500	145.93	148.38	148.38	149	0.005774	3.49	715.7	580.52	1
11100	PF 1	2500	145.23	147.69	147.69	148.3	0.005787	3.47	719.54	589.56	1
11000	PF 1	2500	144.05	146.86	146.86	147.44	0.005802	3.39	738.17	629.46	1
10900	PF 1	2500	143.85	146.13	146.13	146.71	0.005909	3.37	742.42	647.37	1
10800	PF 1	2500	142.49	145.26	145.26	145.85	0.005766	3.41	732.07	613.13	1
10700	PF 1	2500	142.37	144.37	144.37	145	0.005764	3.53	707.81	562.76	1.01
10600	PF 1	2500	141.22	143.48	143.48	144.11	0.005759	3.54	707.01	560.15	1.01
10500	PF 1	2500	140.03	142.42	142.42	143.11	0.005591	3.7	675.77	489.16	1.01
10400	PF 1	2500	138.88	141.61	141.61	142.36	0.005456	3.84	650.68	437.39	1.01
10300	PF 1	2500	137.19	141.13	140.78	141.64	0.002818	3.16	791.76	434.75	0.75
10200	PF 1	2500	137.86	140.42	140.37	141.25	0.004622	4.03	620.62	342.71	0.96
10100	PF 1	2500	136.58	140.4		140.86	0.00186	3.02	827.76	354.51	0.63
10000	PF 1	2500	135.63	139.34	139.34	140.51	0.004765	4.79	522.13	225.2	1
9900	PF 1	2500	133.98	138.76	138.76	139.81	0.004888	4.55	549.55	261.66	1
9800	PF 1	2500	134.67	137.89	137.89	138.84	0.005069	4.31	580.63	310.03	1
9700	PF 1	2500	133.8	137.34	137.34	138.25	0.005091	4.22	592	327.05	1
9600	PF 1	2500	133.11	136.51	136.51	137.43	0.005094	4.25	587.88	321.98	1
9500	PF 1	2500	132.74	135.59	135.59	136.44	0.005212	4.09	610.93	361.13	1
9400	PF 1	2500	130.57	134.83		135.47	0.003501	3.53	708.05	387.93	0.83
9300	PF 1	2500	130.84	134.2	134.2	135.02	0.005363	4.01	623.49	388.87	1.01
9200	PF 1	2500	130.04	133.37	133.37	134.11	0.00555	3.79	658.83	458.4	1.01
9100	PF 1	2500	129.29	132.34	132.34	133.07	0.005527	3.78	662.15	462.6	1.01
9000	PF 1	2500	128.84	131.38	131.38	132.06	0.005753	3.65	684.64	518.35	1.01
8900	PF 1	2500	128.25	130.55	130.55	131.21	0.005638	3.58	698.47	536.6	1
8800	PF 1	2500	127.91	129.87	129.87	130.52	0.005627	3.57	700.59	540.11	1
8700	PF 1	2500	126.38	129.03	129.03	129.71	0.00576	3.65	685.31	519.93	1.01
8600	PF 1	2500	125.86	127.92	127.92	128.65	0.005404	3.79	659.45	450.21	1
8500	PF 1	2500	124.74	127.14	127.14	127.95	0.005309	3.97	629.26	395.08	1.01
8400	PF 1	2500	123.41	126.07	126.07	126.86	0.005125	3.94	634.86	393.34	0.99
8300	PF 1	2500	122.7	124.38	124.38	125.23	0.005201	4.08	613.57	365.49	1
8200	PF 1	2500	121.5	123.18	123.18	124.03	0.0052	4.08	613.54	365.41	1

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
8100	PF 1	2500	120.7	122.38	122.38	123.23	0.005198	4.08	613.67	365.49	1
8000	PF 1	2500	119.9	121.6	121.6	122.46	0.005181	4.11	609.26	358.09	1
7900	PF 1	2500	119.1	120.81	120.81	121.67	0.005164	4.11	609.73	357.87	1
7800	PF 1	2500	118.3	120.02	120.02	120.89	0.00516	4.12	606.97	353.64	1
7700	PF 1	2500	117.5	119.22	119.22	120.08	0.005126	4.11	609.37	355.37	1
7600	PF 1	2500	115.26	118.6	116.93	118.81	0.000513	2.03	1236.32	370.45	0.35
7510		Bridge									
7500	PF 1	2500	115.26	117.72		118.09	0.001382	2.71	925.12	377.58	0.55
7400	PF 1	2500	115.1	116.9	116.9	117.8	0.005038	4.2	596.15	332.08	1
7300	PF 1	2500	114.3	116.27	116.27	117.25	0.0049	4.4	569.67	290.3	1
7200	PF 1	2500	113.53	115.61	115.61	116.66	0.004843	4.53	552.48	266.57	1
7100	PF 1	2500	112.76	114.82	114.82	115.86	0.004859	4.52	554.58	269.74	1
7000	PF 1	2500	111.99	114.32		115.11	0.003113	3.93	637.99	274.22	0.82
6900	PF 1	2500	111.22	114.49		114.83	0.000863	2.59	968.84	297.27	0.46
6800	PF 1	2500	110.45	114.55	112.28	114.73	0.000344	1.9	1320.16	322.93	0.3
6790		Culvert									
6700	PF 1	2500	109.68	111.53	111.53	112.46	0.005028	4.26	587.12	317.92	1
6600	PF 1	2500	108.91	110.88	110.88	111.87	0.004929	4.41	568.25	289.79	1
6500	PF 1	2500	108.14	110.1	110.1	111.08	0.004928	4.38	570.87	291.79	1
6400	PF 1	2500	107.37	109.32	109.23	110.17	0.004259	4.08	613.87	315.02	0.93
6300	PF 1	2500	106.6	109.26		109.81	0.001845	3.3	759.81	286.58	0.65
6200	PF 1	2500	106.45	109.17	108.33	109.62	0.001446	2.97	845.05	311.41	0.57
6130		Bridge									
6100	PF 1	2500	105.1	106.98	106.98	107.92	0.004979	4.3	582.9	311.16	1
6000	PF 1	2500	104.35	106.33	106.33	107.32	0.004925	4.42	566.28	287.13	1
5900	PF 1	2500	103.6	105.56	105.56	106.55	0.004974	4.4	568.21	290.38	1
5800	PF 1	2500	102.85	104.79	104.79	105.77	0.00496	4.38	571.56	295.39	1
5700	PF 1	2500	102.1	104.01	104.01	104.98	0.004979	4.35	575.61	301.53	1
5600	PF 1	2500	101.35	103.25	103.25	104.21	0.004945	4.32	579.48	305.07	1
5500	PF 1	2500	100.61	102.41	102.41	103.3	0.005041	4.2	596.51	332.76	1
5400	PF 1	2500	99.88	101.6	101.6	102.46	0.005123	4.11	608.52	353.99	1
5300	PF 1	2500	99.15	101.47		101.92	0.001804	2.97	842.28	364.73	0.62
5200	PF 1	2500	99	100.72	100.72	101.59	0.005158	4.13	606.69	353.14	1
5100	PF 1	2500	97.69	99.44	99.44	100.32	0.005084	4.15	603.86	345.29	1
5000	PF 1	2500	96.96	99.33		99.81	0.001864	3.07	815.09	344.42	0.64
4900	PF 1	2500	95	99.52	96.78	99.66	0.000225	1.64	1529.46	338.61	0.25
4830		Culvert									
4800	PF 1	2500	92	94.68		95.08	0.001297	2.78	900.13	336.22	0.54
4700	PF 1	2500	90.12	94.41		94.91	0.001926	3.13	798.13	334.44	0.65
4600	PF 1	2500	88.7	94.31		94.69	0.001739	2.75	910.35	429.72	0.6
4500	PF 1	2500	88.49	93.66	93.66	94.37	0.005684	3.73	670.18	486.31	1.01
4400	PF 1	2500	88.06	92.96	92.96	93.69	0.005427	3.78	662.22	455.91	1
4300	PF 1	2500	86.84	91.78	91.78	92.63	0.005258	4.08	613.33	366.95	1.01
4200	PF 1	2500	86.53	91.18	91.18	91.93	0.005488	3.85	649.99	438.81	1.01
4100	PF 1	2500	85.55	89.98	89.98	90.72	0.00552	3.82	654.49	448.05	1.01
4000	PF 1	2500	85.34	89.08	89.08	89.83	0.005484	3.82	653.96	445.51	1.01
3900	PF 1	2500	85.34	88.7		89.31	0.003297	3.46	723.01	390.65	0.81
3800	PF 1	2500	85.79	88.09	88.09	88.88	0.005279	3.93	635.48	402.93	1
3700	PF 1	2500	84.28	87.48	87.48	88.29	0.005202	3.99	625.83	383.93	1
3600	PF 1	2500	83.38	86.53	86.49	87.3	0.005022	3.9	641.11	397.13	0.98
3500	PF 1	2500	82.72	86.03	85.94	86.8	0.005006	3.88	644.68	400.85	0.98
3400	PF 1	2500	82.14	85.62	85.5	86.31	0.004259	3.69	677.36	401.5	0.91

River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
3300	PF 1	2500	81.32	85.07	85.07	85.83	0.005326	3.86	647.33	424.82	1
3200	PF 1	2500	80.42	84.34	84.34	85.15	0.005322	3.99	626.09	390.75	1.01
3100	PF 1	2500	79.14	83.28	83.28	84.21	0.005066	4.25	587.56	320.29	1
3000	PF 1	2500	78.07	82.56	82.32	83.46	0.003413	4.2	595.72	246.79	0.86
2900	PF 1	2500	77.14	81.9	81.9	83.04	0.004721	4.72	529.24	234.43	1
2800	PF 1	2500	77.07	81.21	81.21	82.28	0.004834	4.57	546.64	258.24	1
2700	PF 1	2500	76.72	80.76	80.76	81.61	0.005185	4.1	609.72	358.4	1
2600	PF 1	2500	76.34	79.84	79.75	80.55	0.004494	3.73	669.91	407.58	0.93
2500	PF 1	2500	74.37	79.36	79.32	80.07	0.005064	3.74	669.12	443.59	0.97
2400	PF 1	2500	74.73	79.5		79.72	0.001046	2.1	1191.9	577.08	0.47
2300	PF 1	2500	74.09	78.8	78.8	79.47	0.00566	3.64	687.55	517.29	1.01
2200	PF 1	2500	73.48	77.13	77.13	77.83	0.005496	3.7	675.89	485.05	1
2100	PF 1	2500	72.48	76.4	76.4	77.02	0.005925	3.5	713.32	587.12	1.02
2000	PF 1	2500	72.04	75.9		76.42	0.004485	3.18	784.95	605.01	0.89
1900	PF 1	2500	72.71	75.3	75.3	75.9	0.005918	3.42	731.73	625.2	1.01
1800	PF 1	2500	71.52	74.64	74.64	75.2	0.005887	3.33	751.47	665.2	1
1700	PF 1	2500	71.75	74.2	74.02	74.61	0.003637	2.84	879.03	686.05	0.8
1600	PF 1	2500	71.4	73.54	73.54	74.13	0.006029	3.4	735.09	641.01	1.01
1500	PF 1	2500	70.92	72.91	72.82	73.39	0.004674	3.09	809.45	674.25	0.9
1400	PF 1	2500	70.31	72.26	72.26	72.86	0.005913	3.44	727.22	615.34	1.01
1300	PF 1	2500	67.54	71.65		71.99	0.002075	2.59	966.63	571.37	0.63
1200	PF 1	2500	67.16	71.02	71.02	71.64	0.005793	3.5	714.7	580.15	1.01
1100	PF 1	2500	67.61	70.51	70.21	70.89	0.002812	2.72	920.07	634.27	0.72
1000	PF 1	2500	67.95	69.86	69.86	70.47	0.005873	3.47	720.77	598.43	1.01
900	PF 1	2500	65.09	69.55		69.69	0.00054	1.69	1476.19	599.53	0.34
800	PF 1	2500	64.94	69.27		69.59	0.001622	2.52	992.27	506.98	0.58
700	PF 1	2500	64.49	68.31	68.31	69.26	0.004984	4.32	578.62	305.52	1
600	PF 1	2500	63.86	67.57	67.54	68.38	0.00492	4	625.04	367	0.98
500	PF 1	2500	63.14	67.15	66.95	67.92	0.004161	3.88	644.88	350.04	0.91
400	PF 1	2500	63.18	67.47		67.64	0.000423	1.86	1347.27	397.21	0.32
300	PF 1	2500	62.83	67.05		67.53	0.001997	3.09	810.21	356.62	0.65
200	PF 1	2500	63.07	66.99		67.33	0.001271	2.58	970.34	399.07	0.53
100	PF 1	2500	61.68	66.87	66.02	67.2	0.001312	2.56	975.49	413.34	0.53

Désignation dans le tableau	Désignation en Anglais	Traduction en français
<i>Reach</i>	//	Nom de la rivière
<i>River Sta</i>	<i>River Station</i>	Section en travers
<i>Profil</i>	//	Débit affecté selon le tableau des débits (cf. page 19).
<i>Q Total</i>	<i>Flow Total</i>	Débit de calcul à cette section
<i>Min Ch El</i>	<i>Minimum Chanel Elevation</i>	Cote minimale du lit de l'oued
<i>W.S.Elev</i>	<i>Water surface Elevation</i>	Cote du plan d'eau
<i>Crit W.S</i>	<i>Critical Water Surface</i>	Cote du plan d'eau de la hauteur critique
<i>E.G Elev</i>	<i>Energy Elevation</i>	Cote de la ligne d'énergie
<i>E.G Slope</i>	<i>Energy Slope</i>	Pente de la ligne d'énergie
<i>Vel Chnl</i>	<i>Velocity channel</i>	Vitesse d'écoulement dans le canal
<i>Flow Aera</i>	//	Surface mouillée d'écoulement
<i>Top width</i>	//	Largeur de la section en travers
<i>Froude Chl</i>	<i>Froude chanel</i>	Nombre de Froude

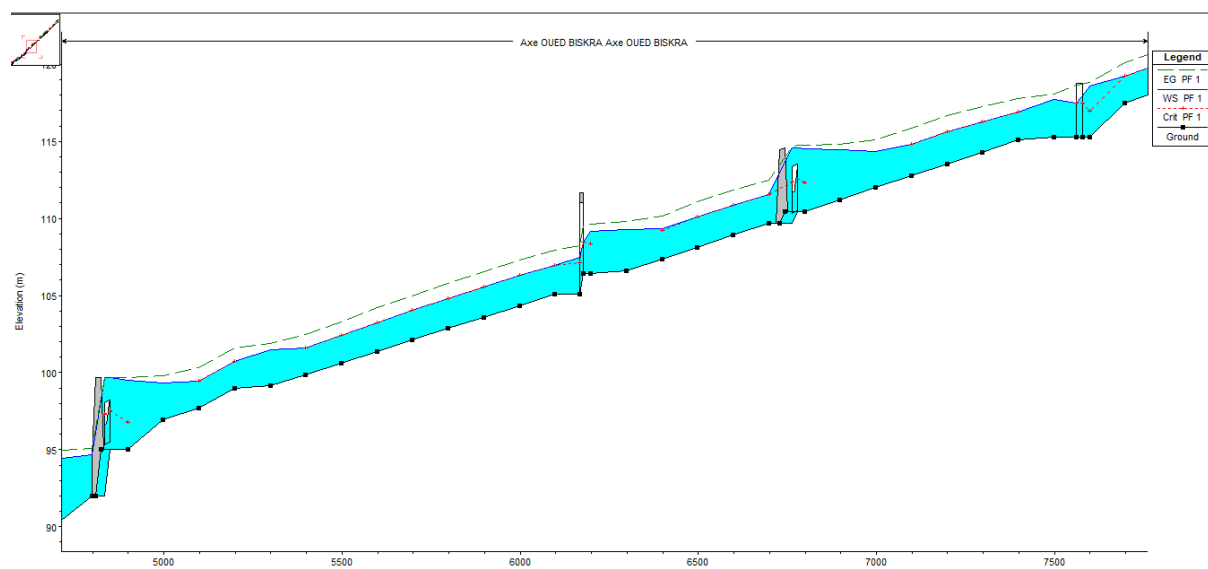


Figure VI.8. Profil hydraulique de la ligne d'eau au niveau des ponts du centre-ville de Biskra

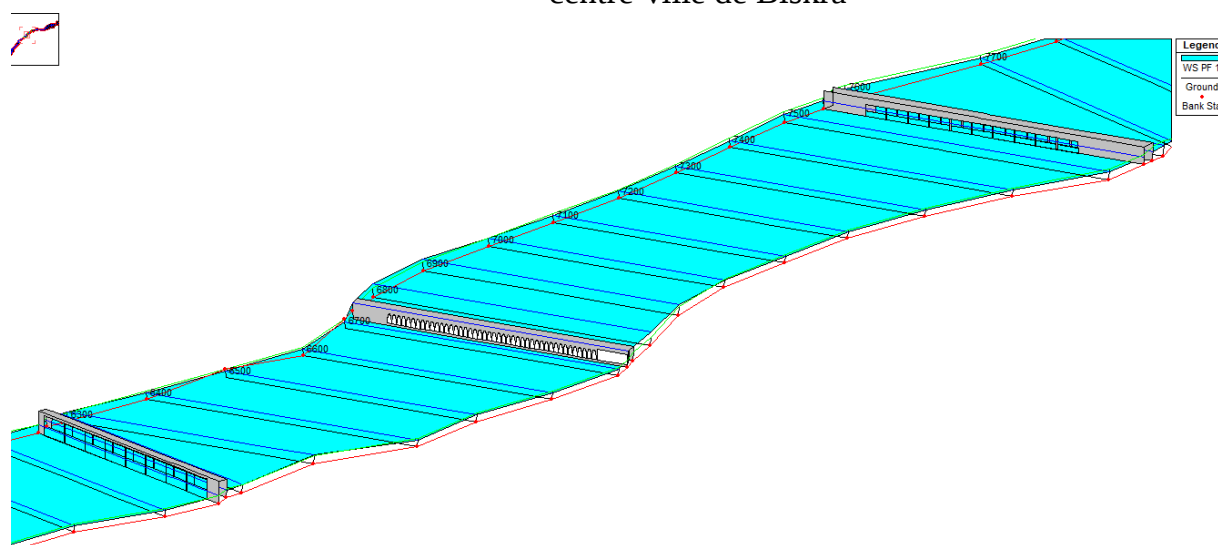


Figure VI.9. Vue 3D par simulation du code -HEC-RAS des ponts de la ville.

Tableau VI.2. Devis de la première variante d'aménagement :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton armé	m ³	40	10000	400 000,00
Total			370 000	

VI.2. PARTIE N°2 : SOLUTION POUR LA CRUE MILLENALE :

En raison du manque de données hydrologique, le calcul de la crue millénale n'avait pas été fait avec précision, mais sachant que deux barrages sont implantés dans le bassin versant du Oued Sidi Zarzour, le premier barrage « FONTAINE DES GAZELLE » qui est réalisé sur le bassin versant N°01 avec un débit de crue millénale de l'évacuateur de crue de $3820 \text{ m}^3/\text{s}$ et le barrage en cours d'étude implanté sur le bassin versant N°02 avec un débit de l'évacuateur de crue de $3854 \text{ m}^3/\text{s}$. Le mieux donc est de prendre le max des deux débits et le supposer comme débit de la crue millénaire Soit $3854 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour la crue de période de retour 1/1000, la solution idéale se trouve à 4 km avant la ville au point d'intersection entre les trois bassins versants. La solution idéale et de projeter en premier lieu une digue sur l'axe d'oued « Branis » qui alimente Oued Sidi Zerzour.

La digue sera dimensionnée de manière à limiter le débit de Oued Sidi Zerzour à la crue centennale soit $2500 \text{ m}^3/\text{s}$.

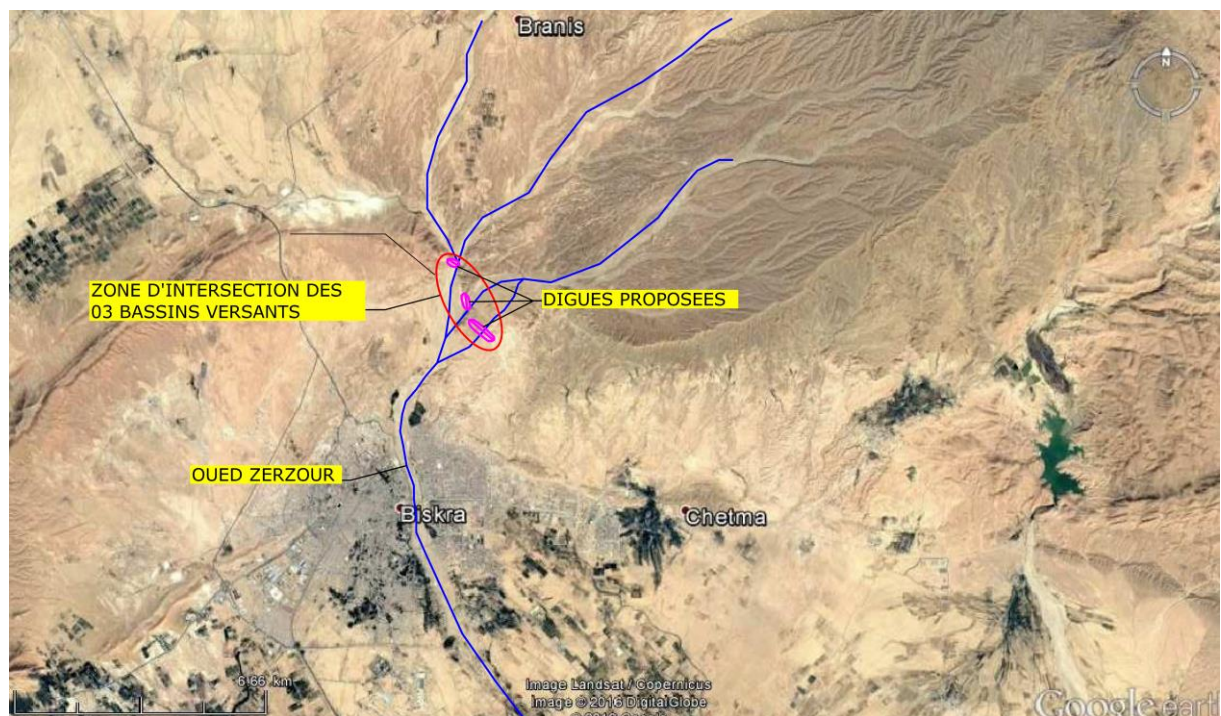


Figure VI.10. Positionnement des digues en amont de la ville.
(Source : Google Earth, 2017)

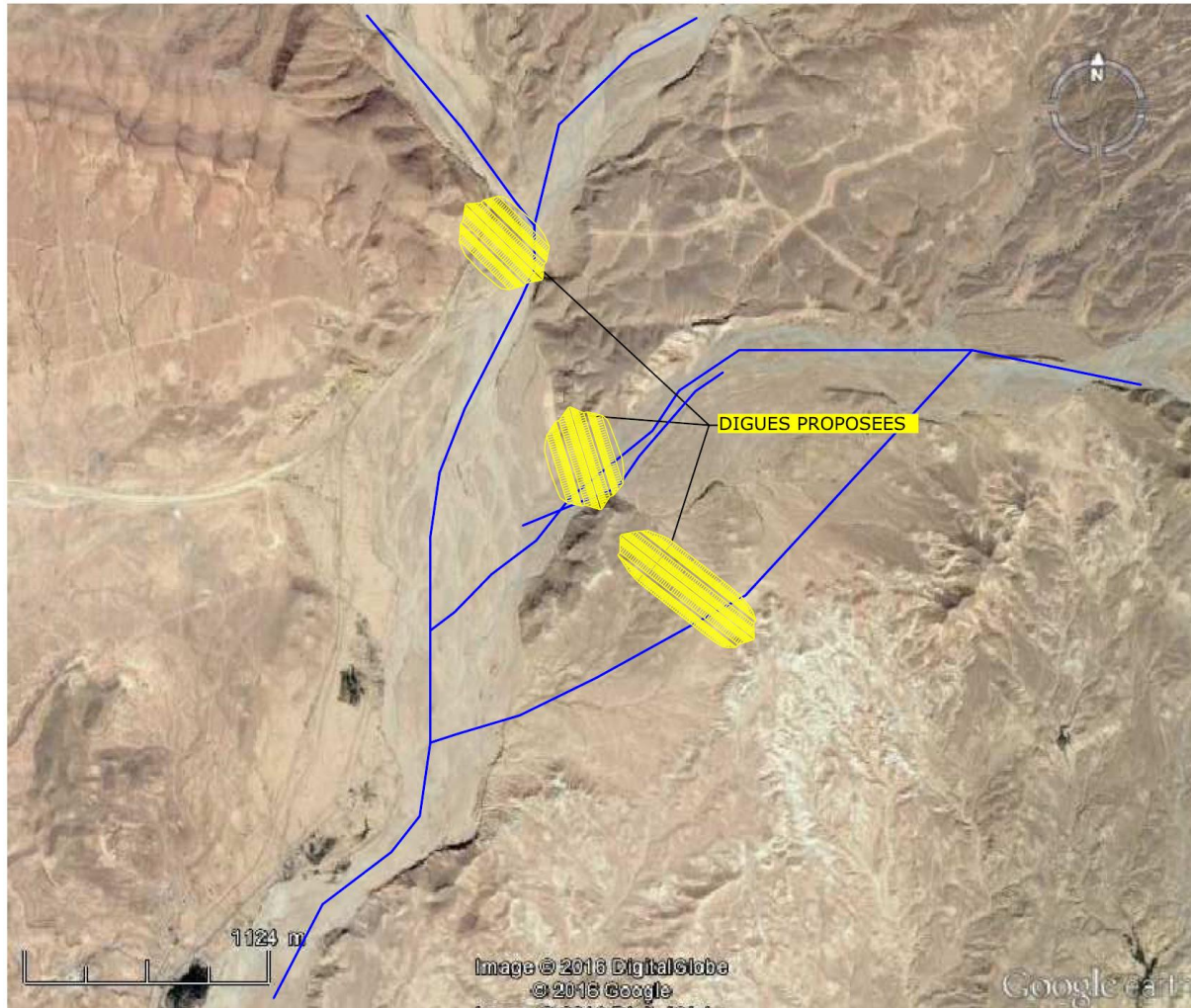


Figure VI.11. Positionnement des digues en amont de la ville.
(Source : Google Earth)

Pour mieux estimer la capacité de cette digue et le volume des travaux, on a établi les courbes caractéristiques de ce site. On estime le volume qui doit être retenue par l'ouvrage en se fixant un seuil limite de débit égal au débit centennal en utilisant l'hydrogramme de sortie du barrage « Branis » implanté en amont. Par la suite, on détermine la hauteur de la digue en utilisant la courbe « Capacité-hauteur ». Dans ce cas, et pour que la ville de Biskra soit protégée contre les débordements de Oued Sidi Zarzour , une digue de (05) mètres de hauteur est recommandée au site cité plus haut dans ce chapitre.

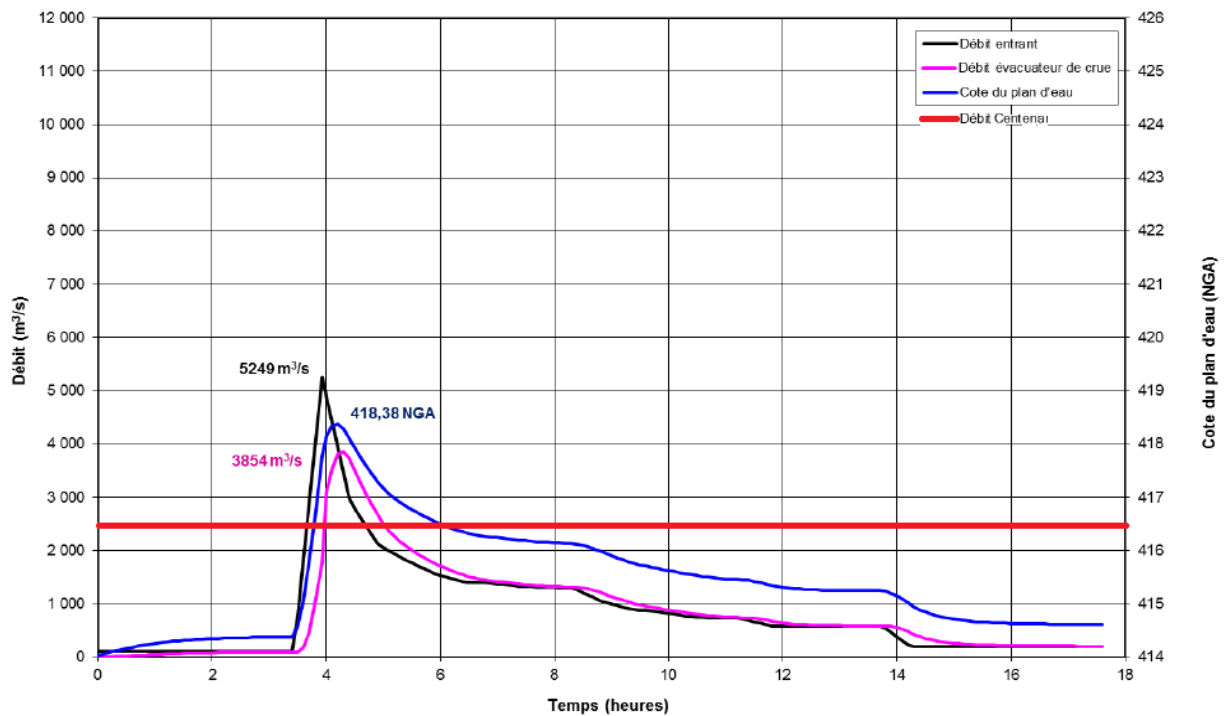


Figure VI.12. Laminage de crue -Barrage Branis

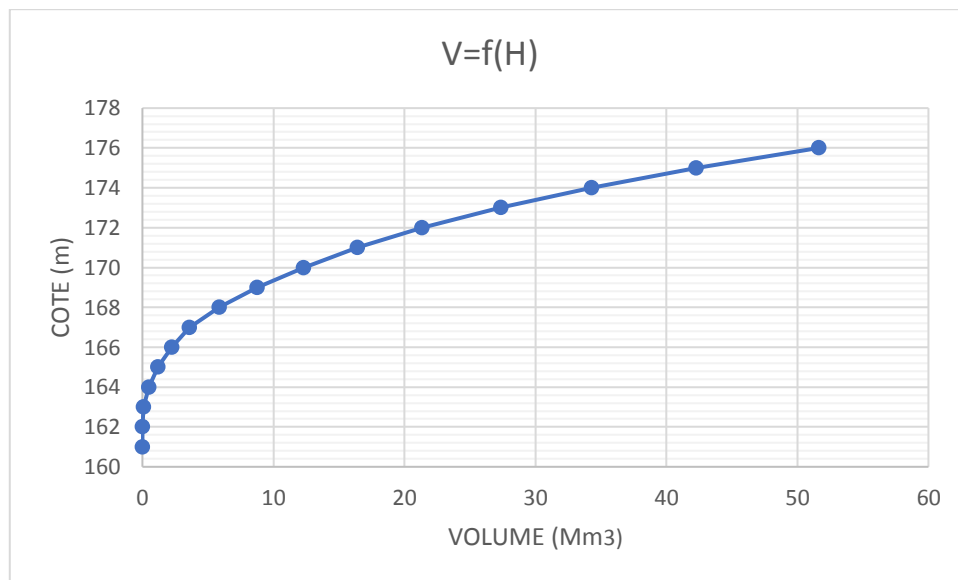


Figure VI.13. Variation du volume stocké en fonction de l'élévation du plan d'eau

VI.2.1. ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE :

Afin de dégager la variante la plus appropriée pour notre site on doit effectuer une étude comparative entre plusieurs variantes susceptibles d'être la variante la plus adéquate en se basant sur plusieurs critères tel que l'aspect économique, l'aspect technique mais aussi l'environnementale.

❖ Généralités :

Lorsque l'on parle de structures en gabions, cela sous-entend ouvrages en remblai homogènes ou à zones munis à l'aval d'une partie déversante en gabions. Ainsi, suivant la forme du talus aval, on en distingue trois catégories : les structures à parement aval vertical, les structures à parement aval en gradins et ceux à parement aval incliné (revêtu généralement de matelas Reno).

Le choix du type de l'ouvrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier la morphologie du talweg et la qualité de la fondation. La disponibilité des matériaux, les problèmes de transport et d'approvisionnement ainsi que les critères hydraulique et socio-économiques sont des paramètres à prendre en considération.

Les gabions se présentent sous forme de cages parallélépipédiques en grillage galvanisé à mailles hexagonales double torsion, renforcées en lisière et sur les bords par des fils de diamètre supérieur au fil de la maille et par des diaphragmes disposés tous les mètres. Elles sont emplies de matériau pierreux de granulométrie appropriée. Elles peuvent être de facture industrielle, mais aussi tissées à la main. On conseille vivement d'employer les premières dès que l'ouvrage dépasse 2 ou 3 mètres de hauteur. Pour être plus précis, on distingue d'après leur forme quatre catégories :

- ✓ Le gabion classique, appelé gabion-boîte, pour lequel la largeur est égale à l'épaisseur.
- ✓ Le gabion-semelle pour lequel l'épaisseur est égale à la moitié de la largeur.
- ✓ Le matelas Réno dont l'épaisseur est très inférieure aux autres dimensions.
- ✓ Le gabion à cellules multiples qui est conçu sur le même principe que le matelas Reno, mais avec une épaisseur de 0,5 m en général.

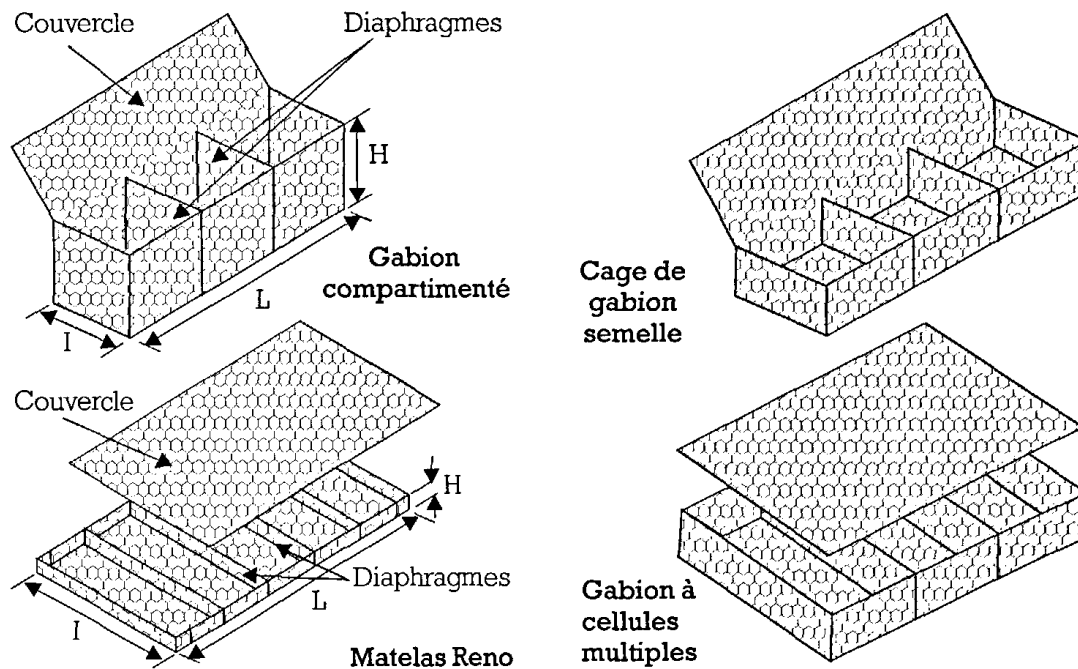


Figure VI.14. Les différentes catégories de gabion

VI.2.1.1. Avantages des structures en gabion :

Plusieurs raisons peuvent amener le concepteur à choisir des structures en gabions dans le domaine des ouvrages hydrotechniques :

- ✓ Flexibilité des ouvrages, la souplesse des gabions permet à l'ouvrage de suivre les déformations du terrain, qui peuvent survenir au pied des organes de dissipation d'énergie, des bajoyers et des protections contre les affouillements i
- ✓ Facilité de mise en œuvre, certains types de barrages ou de seuils en gabions peuvent être construits sur deux ans, sans risque majeur de destruction en cours de saison des pluies intermédiaire. La surélévation éventuelle de l'ouvrage est envisageable assez facilement. D'autre part, les formes géométriques sont, par nature, relativement simples.
- ✓ Possibilité de poser le déversoir sur le remblai ; on peut ainsi le placer en position centrale sans gréver lourdement le prix du barrage. Ce faisant, on évite les problèmes d'érosion régressive.
- ✓ Possibilité de réaliser des ouvrages totalement déversants bien moins coûteux que leurs équivalents en béton.

- **Dimensions standards des caisses de gabion :**

Tableau VI.3. Dimensions des caisses de gabion

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
5	1	1
4	1	1
3	1	1
2	1	1
1	1	1

VI.2.1.2. Choix du type de l'ouvrage :

Les paramètres à prendre en considération dans le choix du type de l'ouvrage sont :

- ✓ La topographie du site.
- ✓ La morphologie de la vallée.
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques.
- ✓ L'aspect hydraulique et socio-économique.
- ✓ Les matériaux de construction.

En se basant sur ces exigences, on peut identifier la variante qui convient au site et le type d'ouvrage à implanter.

VI.2.1.3. Variantes susceptibles d'être proposées :

Sur la base de l'expérience de la construction des ouvrages hydrotechniques et compte tenu des paramètres cités plus haut permettant d'envisager un ouvrage en gabion, ce qui nous donne le choix entre trois variantes :

➤ **Ouvrages à parement aval vertical :**

Les ouvrages à parement aval vertical constituent le type le plus simple et souvent le mieux adapté à de faibles hauteurs de chute (moins de trois mètres). On les emploie souvent en rivière, pour en régulariser le cours (figure 5.2), pour alimenter les prises d'eau en dérivation ou pour régulariser le charriage de matériaux. Ces ouvrages en gabions à paroi aval verticale présentent l'avantage d'écarter la lame déversante de la paroi elle-même, ce qui permet d'éviter au grillage métallique l'abrasion et les chocs en cas de charriage grossier.

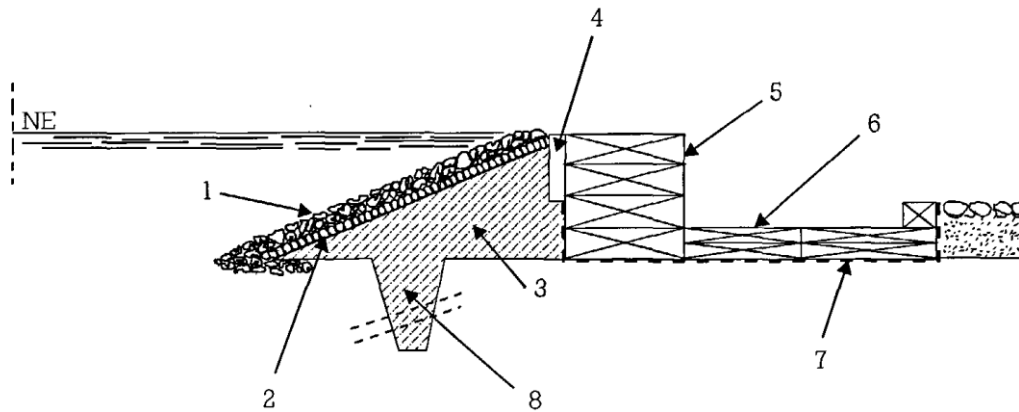


Figure 5.2 : Barrage à parement aval vertical.

1 : Enrochements

2 : Couche de pose

3 : Massif amont en matériaux argileux

4 : Murette d'étanchéité en béton

5 : Parement aval vertical en gabions

6 : Bassin de dissipation en gabions semelles

7 : Géotextile ou filtre

8 : Tranchée d'ancrage.

Figure VI.15. Barrage à parement aval vertical (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)

➤ Ouvrages à parement aval en gradins :

Cette structure déversant est parfaitement adaptée aux techniques des petits barrages en gabions. L'énergie des crues est fortement dissipée tout le long du parement aval, ce qui permet de réduire les dimensions des fosses dissipatrices en pied de barrage. Des expériences sur modèles réduits ont été menées afin d'apprécier la dispersion de l'énergie sur les gradins et d'observer le comportement mécanique des gabions. On a ainsi montré que les gabions du déversoir peuvent être sensibles au déplacement de leurs matériaux de remplissage, selon le débit. On en distingue trois catégories :

- ✓ Ouvrages dans lequel le demi massif aval est totalement gabionné.
- ✓ Barrage à parement aval en gradins, mur interne vertical gabionné et à massif aval en enrochements.
- ✓ Barrage à parement aval en gradins et à massif en terre, homogène ou à zones.

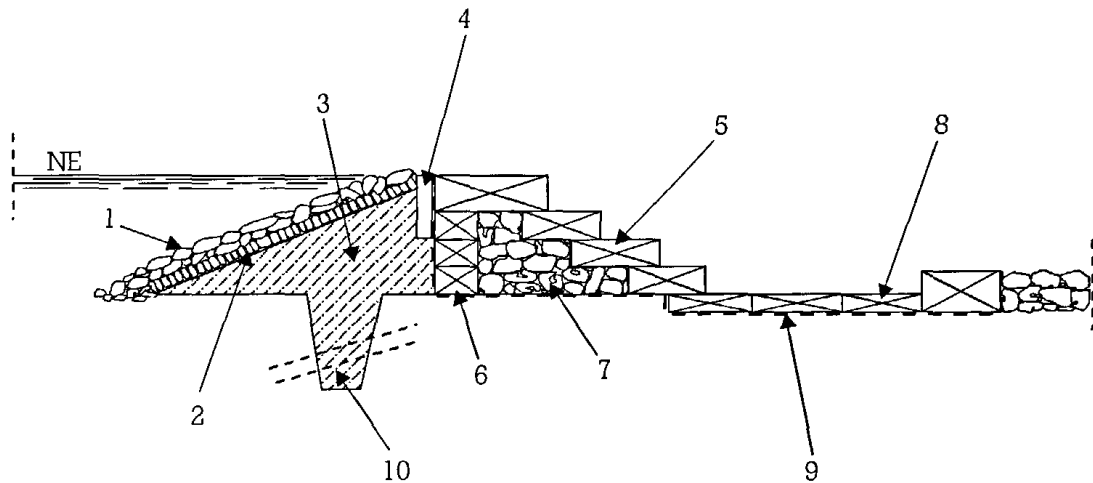


Figure 5.6 : Barrage à massif aval mixte.

1 : Enrochements

2 : Couche de pose

3 : Massif amont en matériaux argileux

4 : Murette d'étanchéité en béton

5 : Déversoir en gradins de gabions

6 : Mur interne vertical en gabions

7 : Massif aval en enrochement

8 : Bassin de dissipation en gabions semelle

9 : Géotextile ou filtre

10 : Tranchée d'ancrage.

Figure VI.16. Barrage à massif aval mixte (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)

➤ Ouvrages à parement aval incliné :

La crête et le parement aval de ces ouvrages sont recouverts de matelas Reno ou de gabions semelles. A lame d'eau équivalente, le grillage est moins sollicité lors des crues que dans le cas du parement aval en gradins : pas d'arêtes saillantes, pas de chute d'eau.

Cependant sous l'effet du passage des crues, les matériaux de remplissage des matelas Reno sont déplacés. Des essais ont mis en évidence les vitesses et les débits maximum supportés par les gabions et matelas au-delà desquels apparaissent des déformations préjudiciables. Ainsi un parement aval incliné en matelas Reno de 30 cm d'épaisseur admet une vitesse limite ainsi ces structures déversantes conviennent aux petits et moyens débits.

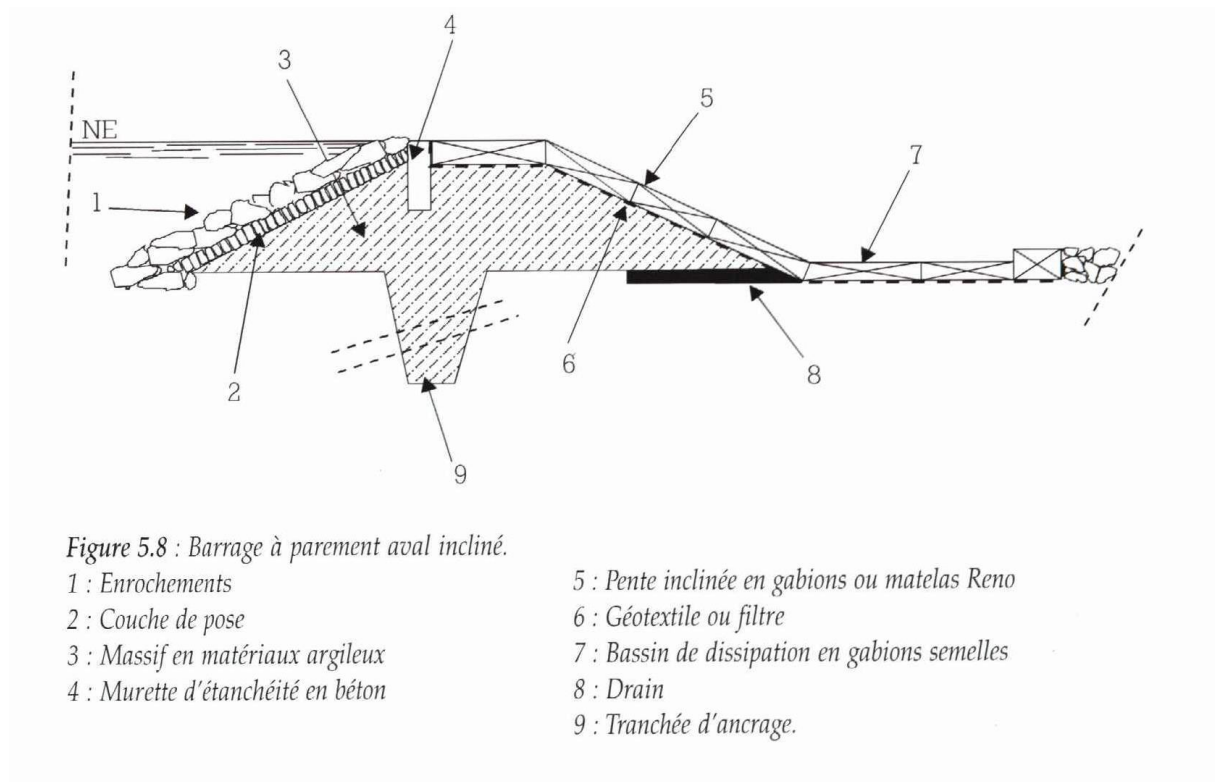


Figure VI.17. Barrage à parement aval incliné (Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)

On notera que La technologie des gabions pourra être employée pour réaliser des barrages ou des seuils en rivière, la distinction entre les deux types d'ouvrages se faisant essentiellement sur la partie amont :

- Pour les barrages : remblai en matériau étanche ou remblai tout-venant avec étanchéité artificielle.
- Pour les seuils en rivière : atterrissement naturel.

VI.2.1.4. Calcul du volume des différents matériaux et estimation des coûts de chaque variante

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

A- Seuil à parement aval vertical :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Caisses de gabion	m ³	3960,00	12000	47520000
Protection talus amont (enrochement)	m ³	491,00	2500	1227500
Béton pour la murette d'étanchéité	m ³	176	9600	1689600
Total	50437100 DA			

B- Ouvrages à parement aval incliné :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Caisses de gabion	m ³	4200,00	12000	5040000
Protection talus amont (enrochement)	m ³	792,00	2500	1227500
Enrochement pour le massif aval	m ³	491,00	3300	1620300
Béton pour la murette d'étanchéité	m ³	176,00	9600	1689600
Total	9577400 DA			

C- Ouvrages à parement aval incliné :

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile pour le corps du seuil	m ³	13200	500	6600000
Caisses de gabion	m ³	4070,00	12000	4884000

Protection talus amont (enrochement)	m ³	491,00	2500	1227500
Béton pour la murette d'étanchéité	m ³	176,00	9600	1689600
Gravier pour tapis drainant	m ³	35,00	2500,00	87500
Sable pour le tapis drainant	m ³	35,00	1500,00	52500
Total	14541100 DA			

Conclusion

A la lumière d'une étude comparative des variantes proposées, il en ressort que la première variante c'est-à-dire « seuil à parement aval vertical » s'avère la variante la plus adéquate techniquement et la plus avantageuse économiquement. En effet, les deux autres variantes sont faisables mais ne satisfont pas le critère économique de plus que ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre très qualifiée et abondante ainsi qu'un investissement important en matériaux et matériels de chantier.

VI.3. Dimensionnement & Stabilité :

VI.3.1. Dimensionnement de l'ouvrage :

Le dimensionnement des barrages et seuils à parement aval vertical se fait de façon analogue à celui des murs de soutènement. L'ouvrage constituera de 2 caisses de 4 mètres de longueur à la base qui serviront de semelle ainsi que de 3 autres caisses de gabion de dimensions variables sous forme d'escalier du côté amont. On vérifie donc classiquement les stabilités au glissement et au renversement, ainsi que la résistance du sol au poinçonnement.

VI.3.1.1. Dimensionnement de la crête déversante :

La crête, rectangulaire, est dimensionnée à l'aide de la formule classique vue au dte du seuil dénoyé : $Q = m \sqrt{2 \times g} \cdot L \cdot h^{3/2}$

VI.3.1.2. Dimensionnement de l'ouvrage de dissipation :

Deux solutions sont envisageables pour l'ouvrage de dissipation, selon que le radier du bassin est revêtu ou non.

A- Bassin sans radier revêtu :

Cette configuration est surtout envisagée pour des ouvrages de lutte contre l'érosion ou de stockage des dépôts. Le principe est de laisser la lame d'eau creuser le fond du lit pour constituer un matelas d'eau suffisant pour absorber l'énergie cinétique de l'eau. Un profil d'équilibre s'établira plus ou moins vite selon la nature des matériaux du sol au droit de la chute. La profondeur de la fosse qui se formera ne dépend que :

- de la hauteur de chute H
- du débit par mètre linéaire de seuil.

B- Bassin à radier revêtu :

Ce type de bassin permet de limiter la dimension des fondations de l'ouvrage qui doivent alors être descendues au moins aussi profondément que la fondation du radier de dissipation. Le radier, d'une longueur L' , est enfoncé d'une profondeur D par rapport au lit mineur naturel du cours d'eau. Le bassin s'achève en aval par un contre-barrage arasé au niveau du lit du cours d'eau. Des enrochements de protection sont également installés à la sortie du bassin.

Le choix du bassin à radier revêtu semble donc le plus adéquat à notre ouvrage et au projet.

Soit q le débit par mètre linéaire de seuil déversant, en suivant le cheminement de l'abaque on obtient L' et y_2 . La profondeur D est obtenue par la différence :

$$D = Y_2 - Y_n$$

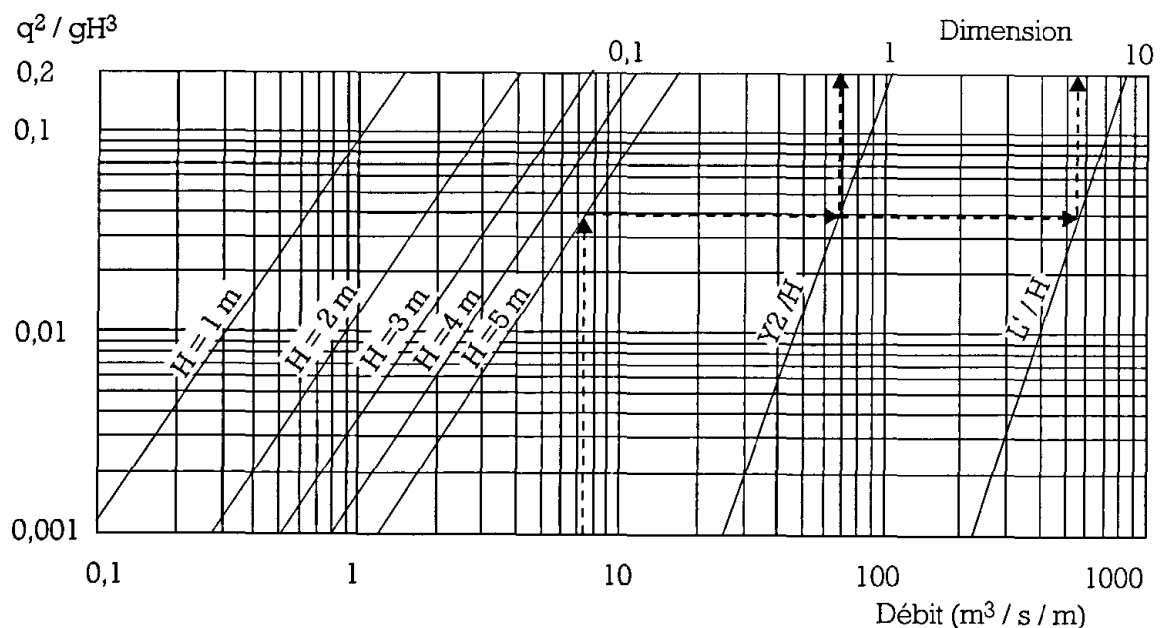


Figure VI.18. Abaque de dimensionnement du bassin de dissipation à radier revêtu

La longueur du bassin de dissipation sera donc de 3 mètres, la hauteur conjuguée du ressaut de 3.6 mètres et D de 1.5 mètres.

VI.3.1.3. Protection du talus amont :

Il sera protégé par un parement en enrochement dont le but principal est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter des actions de la propagation de la crue. L'expérience a, en général, montré que ce type de protection est bien plus efficace dans les zones arides qu'une arborification ou bien une protection en gazon naturel.

VI.4. Stabilité :

VI.4.1. Bilan des actions :

A- Poussée des terres :

Elle s'exerce perpendiculairement au parement amont. La pression exercée est :

$$P_T = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

γ : poids volumique immergé des sédiments en N/m³

H : épaisseur de la couche de sédiments en m.

φ : angle de frottement interne des sédiments .

B- Poids propre du gabion : Le poids volumique du gabion sera généralement pris égal à 1.7 t/m³

VI.4.2. Calculs de stabilité :

VI.4.2.1. Stabilité au renversement :

$$M_s \geq 3 M_r$$

$$M_r = \sum M F h / A = F_T \times \frac{H}{3} = 14.04 \text{ t.m}$$

$$M_s = \sum M F v / A = 67.28 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 4.8 \geq 3 \quad \text{Stabilité au renversement vérifiée.}$$

VI.4.2.2. Stabilité au glissement :

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} < f (0.2 \sim 0.4)$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum F_N = 8.42 \text{ t} \\ \sum F_V = 24.77 \text{ t.} \end{array} \right\} \quad \frac{\sum F_v}{\sum F_h} = 2.94 \quad \Rightarrow \text{Stabilité au glissement vérifiée.}$$

VI.4.2.3. Stabilité au poinçonnement :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100 B} + \frac{6M}{100B^2} = 0.08 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100 B} - \frac{6M}{100B^2} = 0.041 \text{ bar}$$

Où :

N : $\sum F_V$ La somme de forces verticales.

M : $\sum M_G$ La somme des moments des force par rapport au centre de gravité de la semelle.

$$\sigma_1, \sigma_2 < \sigma_{adm} = 1.2 \text{ bar}$$

Conclusion:

On remarque d'après les résultats obtenus que les coefficients de sécurité pour les différentes sollicitations sont bien vérifiés et par conséquent la stabilité de l'ouvrage est assurée pour les dimensions proposées.

VI.5. Aménagements proposés à long terme : AMENAGEMENT D'UN ESPACE DE PLAISANCE

L'objectif de cette partie de l'étude est d'exploiter les grandes surfaces de Oued Sidi Zarzour, pratiquement à sec durant plus de 10 mois par an, comme des espaces de plaisances vue leurs grandeurs et leurs proximités du centre-ville très mouvementé. Ces espaces de plaisance situés à l'intérieur de l'oued seront conçus de manière à ne pas gêner l'écoulement de la crue centennale. Des aménagements de contrôle de débit et de limitation du niveau d'eau pourront y être installés. Ils seront conçus de manière à limiter les dégâts en cas de montée du niveau d'eau. Cependant, un bon entretien et un grand investissement sont à prévoir.



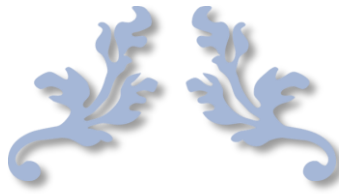


Figure VI.19. Aperçue de l'espace à projeter

CONCLUSION :

A l'issue de cette étude, on a pu proposer un certain nombre de solution aux problèmes d'inondabilité de la ville de Biskra et ce, pour la crue centennale à l'intérieur du tissu urbain ainsi que pour la crue milléniale au niveau des sous bassin versant.

La simulation hydraulique a été un paramètre clé dans le dimensionnement des dalots au niveau du pont ainsi que les travaux d'élargissement qui ont touché les limités du oued . Le choix et la projection des seuils déversants au niveau des sous bassin a été fortement lié à la topographie en premier lieu, et en second aux critères hydrauliques de l'ouvrage lui-même. Le choix s'est donc porté sur le seuil à parement aval incliné, revêtu d'une couche en enrochement en amont et un bassin de dissipation d'énergie, de 3 m de longueur, à ressaut en caisses de gabion en aval.



Chapitre VII

Organisation de chantier et sécurité de travail



Partie 1 : Organisation de chantier

Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Le présent chapitre consiste à établir une organisation des travaux du chantier de réalisation des travaux d'aménagement du Oued Sidi Zarzour tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. Rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation des ouvrages dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VII.1 Organisation et technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.1.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

a. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.

b. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

c. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

VII.1.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les diverses aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes

a. Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

b. 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 peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

c. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

d. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VII.2 Travaux de réalisation :

VII.3.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.3.2 Travaux d'excavation

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.
-

VII.3 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

VII.4.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Tableau VII.1 Type de Fonction et le salaire

Fonction	Salaire brute (DA)
Ingénieur	60.000
Technicien	40.000
Administrateur	30.000
Ouvrier	21.000

VII.4.2 Les besoins matériels

a. Engin de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise de l'ouvrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai– enrochement ...).

On peut citer :

- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Bulldozer
- Niveleuse
- Pelle mécanique



Figure VII.1 Bulldozer



Figure VII.2 Pelle rétro



Figure VII.3 Niveleuse

b. Engin de compactage

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins



Figure VII.4 Compacteur

c. Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

d. Autres engins

- Les camions et les camions citernes.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.



Figure VII.5 Camion benne

VII.4 Programme des travaux

La réalisation des aménagements projetés dans le cadre de l'aménagement d'oued Sidi Zarzour se fera en deux phases.

Les phases de la construction du dalot au niveau du pont sont les suivantes :

-Reprofilage et réglage du fond et parois d'oued et évacuation des terres.

Une fois les travaux précédents terminés, la construction du dalot commence par la pose du béton de propreté suivi par le ferrailage, coffrage et bétonnage du radier et des voiles.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du (1^{ère} phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation du seuil en gabion. Les travaux d'excavation, de pose de gabion et de compactage (en phase) doit se faire pendant les périodes relativement secs.

En conclusion, la réalisation des aménagements ne présente pas de difficultés particulières.

VII.5 Planification

VII.6.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

VII.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

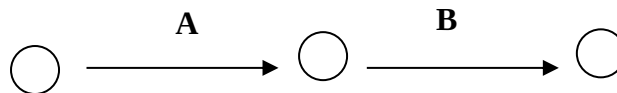
a. Méthodes basées sur le réseau

➤ Définition du réseau

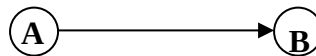
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour

l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

-Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



-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 cinq opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Construction du réseau.

b. Méthode C.P.M (*Critical path method*)

La méthode du chemin critique vise à réduire le temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

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

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées
5. Construction du réseau.

➤ Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

➤ Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P_{cc} \end{cases}$$

➤ Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad (VII.1)$$

avec,

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.6.3 Planning des travaux

Il existe deux types de plan de travail :

a. Plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.6 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible

a. Attribution des symboles des différentes opérations

Tableau VII.2 Symboles et durées des opérations

Travaux	Opérations	Durée (Jours)
TRAVAUX A L'INTERIEUR DU TISSU URBAIN		
Installation du chantier	A	1
Implantation	B	1

Reprofilage et réglage du fond et des parois d'oued	C	120
Excavation des terres	D	110
Réception	E	1
Béton de propreté	F	5
Ferraillage radier	G	20
Coffrage radier	H	5
Bétonnage radier	I	4
Ferraillage voile	J	60
Coffrage voile	K	60
Bétonnage voile	L	7
Décoffrage voile	M	6
Travaux de finitions	N	5

Travaux	Opérations	Durée (Jours)
TRAVAUX DE REALISATION DU SEUIL DEVERSANT		
Installation du chantier	A	72
Implantation	B	1
Déblai	C	10
Evacuation des terres	D	10
Réception de fond de fouille	E	1
Remblai des terres sélectionnées (1ere PHASE)	F	30
Compactage (1ere PHASE)	G	8

Pose de gabion (1ere PHASE)	H	3
Remblai des terres sélectionnées (2ere PHASE)	I	20
Compactage (2ere PHASE)	J	8
Pose de gabion (2eme PHASE)	K	3
Remblai des terres sélectionnées (3ere PHASE)	L	10
Compactage (3eme PHASE)	M	3
Pose de gabion (3eme PHASE)	N	10
Remblai des terres sélectionnées (4ere PHASE)	O	10
Compactage (4eme PHASE)	P	5
Pose de gabion (4eme PHASE)	Q	3
Remblai des terres sélectionnées (5eme PHASE)	R	5
Compactage (5eme PHASE)	S	3
Pose de gabion (5eme PHASE)	T	3
Mise en place couche de roulement de 0.2m	U	5

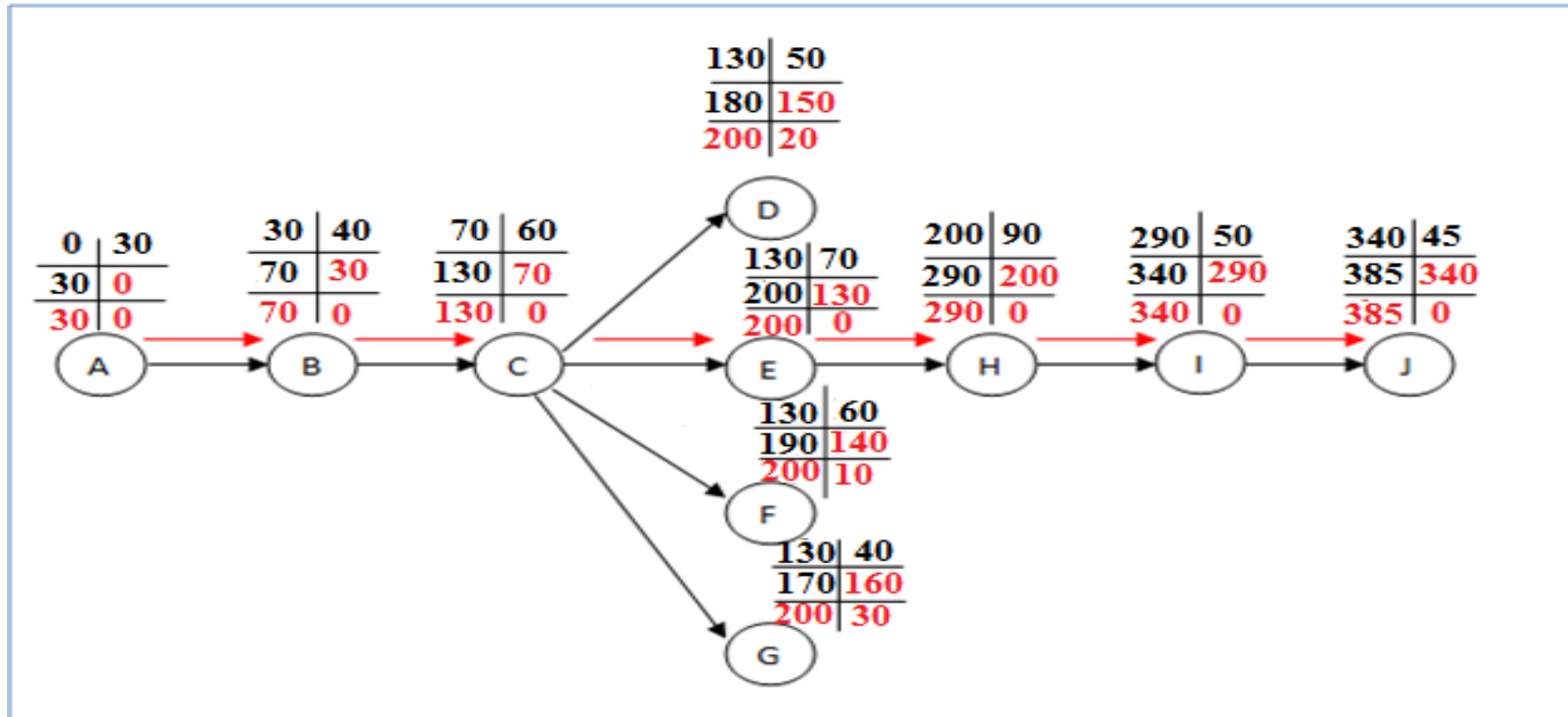


Figure VII.6 Réseau à nœuds

b. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Installation de chantier
- B. Implantation
- C. Excavation
- D. Béton de propreté
- E. ferrailage
- F. Coffrage, bétonnage
- G. Ferrailage coffrage bétonnage voile
- H. décoffrage
- I. Travaux de finition
- J. Réception.

Tableau VII.3 Détermination du chemin critique

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	40	30	70	30	70	0
C	60	70	130	70	130	0
D	50	130	180	150	200	20
E	70	130	200	130	200	0
F	60	130	190	140	200	10
G	40	130	170	160	200	30
H	90	200	290	200	290	0
I	50	290	340	290	340	0
J	45	340	385	340	385	0

$$\sum TR = 385 \text{ jours.}$$

Le chemin critique :

$A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow E \rightarrow H \rightarrow I \rightarrow J$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de l'ensemble des aménagements au niveau de oued Biskra est estimé à 9 mois.

VII.7 Devis estimatif du coût du projet**Tableau VII.4** Devis estimatif de la réalisation de l'aménagement

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	PU	MONTAN
01	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 50 cm et évacuation à la D.P	m ³	2420,00	500,00	1 210 000,00
03	Remblai du massif amont de la digue y/c arrosage et compactage	m ³	40989,00	500.00	20494500,00
04	Protection talus amont (enrochement)	m ³	491,00	2 500,00	1227500,00
05	Mise en place des caisses de gabion	m ³	3960,00	5000,00	19800000,00
06	Enrochement drain du pied su bassin de dissipation	m ³	45,00	2 500,00	112500,00
07	Gravier pour le filtre	m ³	35,00	2 500,00	87 500,00
08	Sabler pour le filtre	m ³	35,00	1 500,00	52 500,00
REPROFILAGE ET DALOTS					
01	Excavation en grande masse dans un terrain dans le lit d'oued	m ³	60 000	500,00	991 000,00

03	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 400 Kg/m ³ y/c coffrage	m ³	40,00	45 000,00	180 000,00
07	Protection des rives	ml	3300,00	3 000,00	66000000,00
Total en H.T					53955500,00
T.V.A 19 %					6 937 037,00
Total en T.T.C					64207045,00

Partie 2 : sécurité de Travail

Introduction

La protection du travail comprend 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 se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VII.1 Les accidents de travail :

Un accident survenu au salarié par le fait ou à l'occasion de son travail, quelle qu'en soit la cause, est considéré comme accident du travail.

Pour que l'accident du travail soit reconnu, le salarié doit justifier des deux conditions suivantes :

- Il a été victime d'un fait accidentel dans le cadre de son activité professionnelle,
- Le fait accidentel a entraîné l'apparition soudaine d'une lésion.

Le fait à l'origine de l'accident du travail doit être soudain (ce qui le distingue de l'apparition de la maladie professionnelle). Il peut provenir d'un événement ou d'une série d'événements, qui doivent être datés de manière certaine. Ce fait doit intervenir du fait ou

à l'occasion du travail, ce qui implique que le salarié doit être placé sous l'autorité de l'employeur lorsque le fait accidentel se produit.

L'accident est présumé d'origine professionnelle dès lors qu'il se produit dans les locaux de l'entreprise, même pendant un temps de pause. Toutefois, la qualification d'accident du travail peut être écartée si le fait accidentel est la conséquence de faits non professionnels (par exemple, un suicide sur le lieu de travail en raison de problèmes personnels).

Tableau VII.5 Fréquence des accidents de travail sur le chantier

Risque	Fréquence
Manutention manuelle	48%
Chute de hauteur	18%
Outillage à main	16%
Chute de plain-pied	10%
Machines	2%
Risque routier	2%
Risque physique (électrique)	1%
Risque chimique	1%
Manutention mécanique	1%
Agressions	1%
Autre	1%
Total	100%

VII.1.1 Cause des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a. Causes humaines :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

b. Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VII.1.2 Conditions dangereuses sur le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VII.1.3 Actions dangereuses sur le chantier

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence Durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.2 Moyen de prévention et de protection

Dans l'entreprise comme dans la vie, c'est bien connu, « **il vaut mieux prévenir que guérir** ». Risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail. Pour cela notre entreprise n'est pas passée à côté du fait de mettre à disposition de ses employés des moyens de prévention et de protections individuelles et collectives dans le but de la suppression ou réduction des risques.

VII.2.1 Moyen de protection Collectif :

Sur un chantier on utilise des signalisations comme :



VII.2.2 Moyen de protection Individuel

a. Bruit :

Il y'a des engins qui engendrent beaucoup de bruit et donc peuvent causer des lésions pour éviter ça, les employés (ingénieur, technicien, ouvrier.) Doivent mettre un casque.



b. Les yeux :

Des lunettes et des plaques de signalisation sont mise en place pour la protection des yeux



c. Système respiratoire :

À cause de la poussière et des fines particules





d. Mains :

Le port de gants est une obligation pour éviter les blessures



VII.2.3 Prévention des risques professionnels :

e. Mesures et principes généraux de prévention :

L'obligation patronale de sécurité ne se limite pas à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles. Elle est beaucoup plus étendue et concerne tous les risques auxquels le salarié peut être exposé au travail, y compris les risques psychosociaux. Il s'agit d'une obligation de résultat, et non pas simplement d'une obligation de moyens.

Pour respecter son obligation, l'employeur doit prendre les mesures nécessaires pour assurer la sécurité et protéger la santé physique et mentale de ses salariés. Il doit :

- Conduire des actions de prévention des risques professionnels et de la pénibilité au travail,
- Mener des actions d'information et de formation de ses salariés sur la santé et la sécurité,
- Mettre en place une organisation et des moyens de travail adaptés.

Ces mesures doivent être adaptées en cas de changement de circonstances ou pour améliorer les situations existantes.

Elles doivent se baser les principes généraux de prévention suivants :

- Éviter les risques,
- Évaluer les risques qui ne peuvent pas être évités,

- Combattre les risques à la source,
- Adapter le travail à l'homme (en particulier s'agissant de la conception des postes de travail, le choix des équipements et des méthodes de travail et de production) afin de limiter le travail monotone et le travail cadencé,
- Tenir compte de l'état d'évolution de la technique,
- Remplacer ce qui est dangereux par ce qui n'est pas dangereux ou par ce qui est moins dangereux,
- Planifier la prévention en y intégrant notamment la technique, l'organisation et les conditions de travail, les relations sociales, les risques liés au harcèlement moral et au harcèlement sexuel,
- Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle,
- Donner les instructions appropriées aux travailleurs.

VII.2.4 Règles de sécurité sur les lieux de travail :

a. Dans les locaux

Les locaux de travail doivent être aménagés de façon à garantir la sécurité des travailleurs.

Ils doivent être tenus dans un état constant de propreté, présenter les conditions d'hygiène et de salubrité nécessaires et être dégagés de tout encombrement.

Les installations et dispositifs techniques et de sécurité doivent être entretenus et vérifiés périodiquement.

L'employeur doit également respecter des normes particulières concernant notamment :

- L'aération et l'assainissement des locaux,
- L'éclairage (lumière naturelle suffisante dans les locaux de travail autant que possible...),
- Le chauffage,
- La protection contre le bruit,
- L'aménagement des postes informatiques (de manière à limiter le stress, la fatigue visuelle, les troubles musculo-squelettiques et les rayonnements émis par les écrans),
- La Protection Contre le Tabac,
- Les Installations Sanitaires,
- La Restauration du Personnel,
- La Signalisation des Zones de Danger,
- Le Matériel de Premiers Secours,
- La prévention et la lutte contre l'incendie et des risques liés aux installations électriques.

b. Sur chantier

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. :

- 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 tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII.2.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation, on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

Tableau VII.6 Plan de sécurité au travail

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -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 : 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

La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs, mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

À cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Au final, on entend bien qu'une étude ne peut jamais être définitive au sens précis du terme. Puisque toute année ajoutée, toute série nouvelle d'observation et de mesure sont de nature à modifier quelque peu les conclusions provisoires acquises et les prévisions qu'on peut en tirer.

Nous pensons avoir contribué à cerner un risque naturel d'un bassin versant qui fait partie du grand bassin Chott Melghir à climat semi-aride et où l'originalité physique présente une dissymétrie entre la partie amont à caractère montagneux, qui est riche en précipitation et la partie aval correspond au Sahara à faible pluviosité. Malgré ça, le Sahara possède encore des régions, où le phénomène de ruissellement est important et alimente un réseau d'oueds encore actif comme l'oued Biskra.

Cette dissymétrie reflète bien la disposition du réseau hydrographique, dont l'oued Biskra est le principal, qui draine le bassin de même nom (2787 Km²), l'oued El Hai (1788 Km²), Djemoura draine une superficie de (906 Km²). Prennent leur naissance respectivement de la limite montagneuse Nord du sous bassin d'El Hai et la limite Nord-Est du sous bassin de Djemoura, la présence d'un petit sous bassin d'une superficie de (93 Km²) drainant les eaux de plusieurs ravins et affluents (oued Lafrah), même il est de superficie modeste, il draine vers les quartiers de la ville d'importants débits en périodes d'averses aléatoires et violentes provoquant des inondations importantes.

L'étude du régime des oueds s'est donc basée sur l'analyse du complexe physique du bassin versant ainsi que les données sur le débit moyen, mensuel et journalier afin d'analyser les formes extrêmes de l'écoulement, ce qui a permis d'approfondir les caractères du régime de l'oued Biskra et sa très grande irrégularité.

Suite à cette analyse, on a pu proposer des aménagements aussi bien à l'intérieur du tissu urbain qu'à l'extérieur sous formes de dalots et de digues de conceptions simples et économiquement viables.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

A.LANCASTRE (2004), Manuel d'hydraulique général

André Musy ,EPFL (1988), HYDROLOGIE APPLIQUEE

CARLIER.M, (1972) ,Hydraulique générale et appliquée.

DEGOUTTE.G (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception.
CEMAGREF Editions.

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

Willi H. Hager & Anton J. Schleiss V.15 (2009), Constructions hydrauliques

DESIGN OF SMALL DAMS (1987), **United** States of the Department of the
interior, Bureau of Reclamation (USBR). Third Edition.

Jean M. Duran, Paul Royet, Patrice Mériaux (1999), Techniques des petits barrages
en AFRIQUE SAHELIENNE ET EQUATORIALE

**La Section technique Centrale des Travaux d'Hydraulique (République
Française,1968)** ,Les ouvrages en gabion

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

REFERENCES SITO-GRAPHIQUES

CFBR : COMITE FRANÇAIS DES BARRAGES ET RESERVOIRS

<http://www.barrages-cfbr.eu/>

WIKIHYDRO

<http://www.iwrm-net.eu/>