

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT AMÉNAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET:

**ETUDE DE PROTECTION DE LA COMMUNE DE GHARDAÏA
CONTRE LES INONDATIONS (W.GHARDAÏA)**

PRESENTE PAR :

M^r: MADI Réda

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M ^r M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M ^r A.ZEROUAL	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Septembre -2014-

DEDICACES

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq années d'étude m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je tiens à remercier **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver là.

Je dédie ce mémoire à toute ma famille, ma **Maman**, décédée qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. Ce mémoire représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'elle m'a prodigués tout au long de ma scolarité. Qu'elle en soit remerciée par cette trop modeste dédicace.

A mon **Père**, mes **Sœurs**, pour tous leurs sacrifices déployés pour m'élever dignement dans les meilleures conditions, A mes frères **Faridet Hamid**, qui ont toujours été là pour m'aider et m'encourager. Au nouvel élément de notre famille, **AbdEssamia** que je souhaite la santé, et une longue vie de joie.

A mes amis ; **S.Soufiane, Ait.I.Bilal, S.Bilal, Sadek, R.Samy, R. nadir (Oiseau), S.Nassim, khaled, yanis, M.Karim, Imed, Djillali, Momouh, Lotfi, Amel** que je n'oublierai jamais et A tous mes amis de l'ENSH.

Je ne saurais terminer sans citer mes meilleur amis de **FIE** et le groupe de la ruche en tête **M.Hamza, Réda. Safia et Sarah, Mm D.Djoudar, Mr M.Belali**

MADI REDA

Remerciements

Avant tout je remercie dieu le tout puissant et miséricordieux de m'avoir donné le courage et la volonté pour élaborer ce mémoire. Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur **M.K.MIHOUBI**, mon Promoteur de mémoire dont la disponibilité, le savoirfaire et le soutien ne m'ont jamais fait défaut.

Je tiens à remercier notre école qui nous a accordé cette formation de qualité.

Je remercie également tous mes professeurs et tous professeurs de l'ENSH et en particulier Monsieur **M.Boukhelifa**, Maitre Assistant.

Je remercie également les responsables de l'**ANRH** ainsi que ceux d'**O.N.M** et de l'**A.N.B.T.** pour leur générosité et leur esprit d'ouverture qu'ils m'ont manifesté durant nos contacts.

Un merci à Monsieur **T.Mesrati** Chef de service au sein de l'ANRH pour sa collaboration.

Je remercie aussi tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail, particulièrement Monsieur **A.Benaouadj**, Monsieur **S.Yahiaoui**.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

ملخص

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو رسم حدود المنطقة التي يحتمل أن تتعرض لفيضان جزء من وادي بني مزاب (ولاية غرداية) وتهيئة هذا الأخير لحماية هذه المنطقة من الفيضانات. في هذا السياق أجرينا دراسة هيدرولوجية بغية تحديد تدفق المشروع حيث يتم تهيئة الواد باستخدام برنامج HEC-RAS.

Résumé

L'objectif principal de cette étude est la délimitation de la zone susceptible d'être inondée par le débordement d'un tronçon de l'Oued Beni M'zab (wilaya de Ghardaïa) et de l'aménagement de ce dernier pour la protection du chef-lieu contre ces crues, dans ce contexte, nous avons mené une étude hydrologique pour estimer le débit de projet.

L'aménagement de l'oued est fait à l'aide du logiciel HEC-RAS.

Abstract

The main objective of this study is the delineation of the area likely to be flooded by the overflowing of a reach of the Beni M'zab wadi (wilaya of Ghardaia) and development of the latter for protection capital against these floods. In this context, we conducted a study to estimate hydrological flows project.

The layout of the wadi is done using the HEC-RAS software.

SOMMAIRE

DIDICACE

REMERCIEMENT

LISTE DES ACRONYMES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES PLANCHES

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I :GENERALITES SUR LES INONDATIONS

INTRODUCTION.....	2
I.1.MANIFESTATION A L'ECHELLE DE LA PLANETE.....	2
I.2.GENERALITES SUR LES INONDATIONS.....	3
I.2.1.QU'EST-CE QU'UNE INONDATION ?	3
I.2.2.QUEL SONT LES FACTEURS CONDITIONNANT LES INONDATIONS ?	3
I.2.3.QUEL EST LE PROCESSUS CONDUISANT AUX CRUES ET INONDATIONS ?	4
I.2.3.1.L'eau mobilisable.....	4
I.2.3.2.Le ruissellement	4
I.2.3.3.Le temps de concentration (ou durée caractéristique).....	4
I.2.3.4.La propagation de la crue	5
I.2.3.5.Le débordement.....	5
I.3.L'INFLUENCE DES FACTEURS NATURELS.....	5
I.4.TYPOLOGIE DES INONDATIONS	6
I.4.1.LES INONDATIONS LENTES (OU INONDATIONS DE PLAINE)	6
I.4.2.LES INONDATIONS RAPIDES	6
I.4.3.LES INONDATIONS PAR RUISELLEMENT URBAIN	7
I.4.4.LES TYPES PARTICULIERS D'INONDATIONS	7
I.4.4.1.Les inondations par les torrents	7
I.4.4.2.Les submersions marines.....	7
I.4.4.3.Les inondations estuariennes	8
I.4.4.4.Les inondations par remontée de nappe.....	8
I.5.EFFETS DES INONDATIONS SUR LA SANTE HUMAINE	9
I.6.GESTION DU RISQUE INONDATION.....	11
I.6.1.LA PREVISION	11
I.6.2.LA PREVENTION	12
CONCLUSION.....	12

CHAPITRE II :PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	13
-------------------	----

II.1.PRESENTATION DE LA WILAYA DE GHARDAÏA.....	13
II.1.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA WILAYA DE GHARDAÏA	13
II.1.2.SITUATION DEMOGRAPHIQUE DE LA WILAYA DE GHARDAÏA	14
II.1.3.OCCUPATION DU SOL DANS LA VALLEE	15
II.1.4.PRESENTATION DE LA REGION DU M'ZAB	15
II.1.5.PRESENTATION DES CITES DE GHARDAÏA	16
II.2. LES ACTIVITES DANS LA VALLEE	16
II.2.1.TOURISME DANS LA REGION DU M'ZAB	17
II.3.UNITES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN SAHARA	17
II.3.1.SAHARA SEPTENTRIONAL.....	17
II.4.LES EAUX DE SURFACES.....	18
II.4.1.LE SYSTEME HYDRAULIQUE MOZABITE.....	18
II.4.2.PARTICULARITE PLUVIOMETRIQUE ET HYDROLOGIQUE DE LA REGION.....	18
II.4.3.UNE REGION TRES VULNERABLE AUX INONDATIONS	19
II.4.4.LES INONDATIONS DU 1 OCTOBRE 2008	19
II.4.5.LES IMPACTS IMMEDIATS DES INONDATIONS	21
II.4.6.VUE GLOBALE DE LA ZONE INONDEE	21
II.5.GEOLOGIE.....	23
II.5.1.GEOLOGIE GENERALE	23
II.5.2.GEOLOGIE DES SITES	23
II.5.3.HYDROGEOLOGIE.....	25
II.5.4.SISMICITE.....	25
II.6.GEOTECHNIQUE.....	25
II.6.1.INVESTIGATIONS REALISEES DANS LE CADRE DE CETTE ETUDE	25
CONCLUSION.....	26

CHAPITRE III :ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION.....	27
III.1.LE BASSIN VERSANT.....	27
III.1.1.NOTION DU BASSIN VERSANT	27
III.1.2.PRESENTATION DES BASSINS DE LA VALLEE DU M'ZAB	28
III.1.3.CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES.....	29
III.1.3.1.En plan.....	29
III.1.3.2.Paramètres du relief	32
III.1.3.3.Répartition et courbe hypsométrique	32
III.1.3.4.Caractéristiques des altitudes (hypsométrie).....	33
III.1.3.5.les indices de pentes	37
III.1.4.CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	40
III.1.4.1.Etude du réseau hydrographique.....	40
III.1.4.2.Ordre du bassin versant	41
III.1.4.3. Le temps de concentration :	43
III.1.4.4.Vitesse moyenne de ruissellement	45
III.1.5.SITUATION CLIMATOLOGIQUE.....	46
III.1.5.1.Etat de l'atmosphère.....	46
III.1.5.2.Températures	46

III.1.5.3.Humidité de l'air.....	47
III.1.5.4.Evaporation	48
III.1.5.5.Ensoleillement	50
III.1.6.ETUDE PLUVIOMETRIQUE	50
III.1.6.1.Analyse des données pluviométriques	50
III.1.6.2.Pluie moyenne annuelle	51
III.1.6.3.Répartition des pluies annuelles.....	51
III.1.6.4.Répartition des pluies moyennes mensuelle.....	52
III.1.6.5.Variabilité de la Pluie annuelle dans l'espace Selon la carte de pluviométrie53	
III.1.6.6.Pluies maximales journalières.....	53
III.1.7.ETUDE PRECIPITATIONS	54
III.1.7.1. Les précipitations maximales journalières	54
III.1.7.2. L'ajustement des précipitations	54
III.1.7.3. Choix de la loi d'ajustement	54
III.1.7.4. Inspection visuelle de la distribution	58
III.1.7.5. Inférence statistiques	59
III.1.7.6. Pluies de courtes durées et courbes HDF-IDF	60
III.1.8.LES APPORTS	64
III.1.9.ETUDE DES CRUES	66
III.1.9.1.Intérêts de la recherche historique	67
III.1.9.2.Connaissance historique des crues de l'oued M'Zab	67
III.1.9.3.calcul du débit maximum de la crue	68
III.1.9.4.Facteurs conditionnels de l'écoulement	68
III.1.9.5.Coefficient de ruissellement Kr	69
III.1.9.6.calcul du débit maximum de crues par le modèle Pluit-débit HEC-HMS	71
III.1.9.7.Choix d'une méthode d'estimation des crues.....	74
III.1.9.8.Détermination des hydrogrammes probables par la méthode de SOKOLOVSKY	75
III.1.9.9.Calcul des hydrogrammes de crues.....	75
CONCLUSION.....	78

CHAPITRE IV :CALCUL ET AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

INTRODUCTION.....	79
IV.1.LE BUT D'AMENAGEMENT	79
IV.2.PREVISION DES SOLUTIONS D'AMENAGEMENTS.....	80
IV.2.1.LES DIFFERENTS TYPES D'AMENAGEMENTS	80
IV.2.2.ATTENUATION DE L'ALEA	81
IV.2.3.ATTENUATION DE LA VULNERABILITE	85
IV.3.DONNEES DE BASE EXISTANTE POUR L'AMENAGEMENT	87
IV.4.DEBITS DE DIMENSIONNEMENT.....	87
IV.5.CALCUL HYDRAULIQUE	87
IV.5.1.GENERALITES SUR LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE.....	87
IV.5.1.1.Les canaux.....	87
IV.5.2.DIMENSIONNEMENT DES CANAUX	91
IV.5.2.1.Les formules principales de calcul.....	91
IV.5.3.CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES	92

IV.5.3.1.La profondeur normale (h_n)	92
IV.5.3.2.La profondeur critique (h_c)	93
IV.5.3.3.La pente critique (J_c).....	93
IV.5.4. NOTION DE L'ENERGIE SPECIFIQUE (HS)	94
IV.5.5.ECOULEMENT DANS UNE COURBE	97
IV.5.6.CALCUL DE LA LIGNE D'EAU	98
IV.5.6.1.Equation de la surface libre	98
IV.6.CARTOGRAPHIE DE L'ALEA	99
IV.6.1.CONTRAINTES DE MODELISATION ET CHOIX DU MODELE	99
IV.6.1.1.Représentation des écoulements	100
IV.6.1.2.Prise en compte des régimes transitoires	102
IV.6.1.3.Recherche d'un logiciel simple et efficace	104
IV.6.1.4.Le choix du modèle de modélisation	104
IV.6.2.ACQUISITION DES DONNEES TOPOGRAPHIQUES	106
IV.6.3.MODELISATION DE L'ALEA ET CARTOGRAPHIE	106
IV.6.3.1.Hypothèses et simplifications	107
IV.6.3.2.Calage et validation du modèle hydraulique	107
IV.6.3.3.Simulation hydraulique et cartographie	107
IV.6.4.LES ZONES INONDABLES (TERMINOLOGIE ET CONCEPTS).....	107
IV.6.4.1.Zone spécifique a risque d'inondation	107
IV.6.4.2.Zone inondable	108
IV.6.4.3.Surcharge de crue	109
IV.6.4.4.Bandes d'inondation.....	109
IV.6.5.LE CODE DE CALCUL HEC-RAS	109
IV.6.5.1.Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS	110
IV.6.5.2.Les données géométriques du réseau hydrographique	110
IV.6.6.ESTIMATION DE LA RUGOSITE N DE MANNING	112
IV.6.6.1.Simulation de l'Oued Beni M'zab (tronçon Ghardaïa) à son état naturel	113
IV.6.6.2.Aménagements (recalibrage de l'oued en canal trapézoïdal)	114
IV.6.6.3.Choix des paramètres de dimensionnement	115
IV.6.6.4. Dimensionnement.....	115
IV.6.6.5.Calcul de la surélévation	116
IV.6.6.6.Marge de sécurité dans les canaux.....	117
IV.6.6.7.Calcul de la profondeur H	117
IV.7.TRAVAUX DE TERRASSEMENT	118
IV.7.1.TRAVAUX DE GENIE CIVIL	119
IV.7.2.DEVIS	120
CONCLUSION.....	120

CONCLUSION GENERAL

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE I

ANNEXE II.1

ANNEXE II.2

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1. NOMBRE D'INONDATIONS PAR PAYS DURANT LA PERIODE 1974 – 2003.....	2
FIGURE I.2. EMBACLE SUR UN TORRENT.....	6
FIGURE I.3. INONDATION ESTUARIEENNE.....	8
FIGURE I.4. INONDATION PAR REMONTEE DE NAPPE.....	9
FIGURE II.1. CARTE DE SITUATION DE LA WILAYA DE GHARDAÏA.....	14
FIGURE II.2. VUE GENERALE DE LA VILLE DE GHARDAÏA.....	14
FIGURE II.3. CARTE D'OCCUPATION DU SOL DANS LA VALLEE DU M'ZAB.....	15
FIGURE II.4. IMAGE ALSAT-2A GHARDAÏA.....	16
FIGURE II.5. CARTE DE SITUATION DES UNITES HYDROGRAPHIQUES.....	17
FIGURE II.6. REGION DU MZAB.....	18
FIGURE II.7. BARRAGE TRADITIONNEL.....	18
FIGURE II.8. L'OUED M'ZAB EN CRUE.....	20
FIGURE II.9. L'EFFONDREMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE.....	20
FIGURE II.10. LE NIVEAU D'EAU A ATTEINT 10 M DANS LA PALMERAIE.....	20
FIGURE II.11. UN QUARTIER TRANSFORME EN TORRENT.....	20
FIGURE II.12. DES VOITURES EMPORTEES PAR LES EAUX.....	21
FIGURE II.13. UNE ROUTE TRANSFORMEE EN TORRENT.....	21
FIGURE II.14. DEGATS CAUSES PAR LA CRUE.....	21
FIGURE II.15. ROUTE EFFONDREE SUITE AUX INONDATIONS.....	22
FIGURE II.16. RUPTURE DE LA DIGUE ET EFFONDREMENT DE PONT.....	22
FIGURE III.1. SCHEMA EXPLICATIF D'UN BASSIN VERSANT.....	28
FIGURE III.2. BASSIN VERSANT ET RESEAU OROGRAPHIQUE DU M'ZAB.....	28
FIGURE III.3. DELIMITATION DES SOUS BASSINS (A L'ECHELLE : 1/200 000).....	30
FIGURE III.4. COURBE HYSOMETRIQUE DE L'OUED EL ABIODH.....	34
FIGURE III.5. COURBE HYSOMETRIQUE DE L'OUED BOUBRIK.....	34
FIGURE III.6. COURBE HYSOMETRIQUE DE L'OUED LAHDIRA.....	35
FIGURE III.7. COURBE HYSOMETRIQUE DE L'OUED ARGDEID.....	36
FIGURE III.8. COURBE HYSOMETRIQUE DE L'OUED TOUZOUZ.....	36
FIGURE III.9. COURBE HYSOMETRIQUE DE GHARDAÏA.....	37
FIGURE III.10. CARTE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	41
FIGURE III.11. TEMPERATURES MINIMALES ET MAXIMALES.....	47
FIGURE III.12. TEMPERATURES MINIMALES ET MAXIMALES.....	47
FIGURE III.13. HUMIDITE RELATIVE.....	48
FIGURE III.14. REPARTITION DE L'EVAPORATION.....	48
FIGURE III.15. REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION.....	49
FIGURE III.16. ENSOLEILLEMENT MOYEN MENSUEL.....	50
FIGURE III.17. REPARTITION DES PLUIES ANNUELLES DE 1914 A 2009.....	52
FIGURE III.18. REPARTITION DES PLUIES MOYENNES MENSUELLE.....	53
FIGURE III.19. CARTE DE LA PLUVIOMETRIE MOYENNE ANNUELLE DU NORD D'ALGERIE ET DUSAHARA.....	53
FIGURE III.20. REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI WEIBULL.....	55
FIGURE III.21. REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE L MOMENTS GEV MAX.....	56
FIGURE III.22. REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL.....	58
FIGURE III.23. REPRESENTATION GRAPHIQUE DES TROIS LOIS DE DISTRIBUTION.....	58
FIGURE III.24. COURBES HDF (STATION DE GHARDAÏA) LA FORMULE DE BENNOUR.....	61
FIGURE III.25. COURBES IDF (STATION DE GHARDAÏA) LA FORMULE DE BENNOUR.....	62
FIGURE III.26. COURBES HDF (STATION DE GHARDAÏA) LA FORMULE DE MONTANARI.....	63

FIGURE III.27. COURBES IDF (STATION DE GHARDAÏA) LA FORMULE DE MONTANARI.....	64
FIGURE III.28. SCHEMA DU MODELE DE BASSIN PAR HEC-HMS.....	74
FIGURE III.29. HYDROGRAMMES DES CRUES, EL ABIODH AVAL.....	76
FIGURE III.30. HYDROGRAMMES DES CRUES, BOUBRIK.....	77
FIGURE III.31. HYDROGRAMMES DES CRUES, EL HAIMEUR AVAL.....	77
FIGURE III.32. HYDROGRAMMES DES CRUES, ARGDEID.....	78
FIGURE III.33. HYDROGRAMMES DES CRUES, OUED TOUZOUZ.....	78
FIGURE III.34. HYDROGRAMMES DES CRUES, GHARDAÏA.....	79
FIGURE IV.1. REPROFILAGE, RECALIBRAGE ET CHENALISATION D'UN COURS D'EAU.....	82
FIGURE IV.2. DIGUETTE ET REBOISEMENT D'UN COURS D'EAU.....	83
FIGURE IV.3. RECALIBRAGE DES OUVRAGES D'ART D'UN COURS D'EAU.....	84
FIGURE IV.4. EPIS DEFLECTEURS POSES.....	86
FIGURE IV.5. DIFFERENT ELEMENTS GEOMETRIQUES DES CANAUX.....	89
FIGURE IV.6. DEFINITION DE LA CHARGE TOTALE H, ET DE LA CHARGE SPECIFIQUE, HS.....	96
FIGURE IV.7. COURBE D'ENERGIE SPECIFIQUE, $HS=F(H)$, $Q = C^{TE}$	97
FIGURE IV.8. COURBE DES DEBITS, $Q=F(H)$, POUR $HS = CTE$	98
FIGURE IV.9. ECOULEMENT DANS UNE COURBE.....	99
FIGURE IV.10. DIFFERENTES PERTES DE CHARGE DANS UN ECOULEMENT EN LITS COMPOSES.....	106
FIGURE IV.11. FENETRE PRINCIPALE DE HEC-RAS.....	107
FIGURE IV.12. VUES EN SECTION EN TRAVERS ET EN PLAN D'UNE ZONE INONDABLE.....	110
FIGURE IV.13. LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	113
FIGURE IV.14. PLAN DU SECTEUR D'ETUDE DE L'OUED BENI M'ZAB TRONÇON DE GHARDAÏA.....	113

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I.1 : CAUSES ET CONSEQUENCES D’EFFETS SANITAIRES DES INONDATIONS	10
TABLEAU II.1 : EVOLUTION DE LA POPULATION DE LA WILAYA DE GHARDAÏA	14
TABLEAU II.2 :LES RESULTATS DES ESSAIS SUR UN ECHANTILLON PRELEVE	25
TABLEAU III.1: CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES DES SOUS-BASSINS VERSANT	30
TABLEAU III.2: INDICE DE COMPACITE DES SOUS BASSIN VERSANT	31
TABLEAU III.3: COEFFICIENT D’ALLONGEMENT DES SOUS BASSINS VERSANT	31
TABLEAU III.4: LES PARAMETRES DE RECTANGLE EQUIVALENT DES SOUS BASSINS.....	32
TABLEAU III.5: REPARTITION DES SURFACES EN FONCTION DES COTES	33
TABLEAU III.6: REPARTITION DES SURFACES EN FONCTION DES COTES	34
TABLEAU III.7: REPARTITION DES SURFACES EN FONCTION DES COTES	35
TABLEAU III.8: REPARTITION DES SURFACES EN FONCTION DES COTES	35
TABLEAU III.9: REPARTITION DES SURFACES EN FONCTION DES COTES	36
TABLEAU III.10: REPARTITION DES SURFACES EN FONCTION DES COTES	37
TABLEAU III.11: INDICE DE PENTE GLOBALE IG	38
TABLEAU III.12: CLASSE DE RELIEF SELON (BONNARD ET GARDEL, 1996)	38
TABLEAU III.13: INDICE DE PENTE DE ROCHE IP.....	38
TABLEAU III.14: TYPE DE RELIEF.....	39
TABLEAU III.15: INDICES DE RELIEF	39
TABLEAU III.16: INDICE DE PENTE MOYENNE.....	40
TABLEAU III.17: DENIVELEE SPECIFIQUE DES BASSINS VERSANTS	40
TABLEAU III.18: DENSITE DE DRAINAGE	41
TABLEAU III.19: DENSITE DES THALWEGS ELEMENTAIRES	42
TABLEAU III.20: COEFFICIENT DE TORRENTIALITE	42
TABLEAU III.21: LONGUEUR MOYENNE DES BASSINS VERSANTS	43
TABLEAU III.22: TEMPS DE CONCENTRATION	44
TABLEAU III.23: LA VITESSE DE RUISSELLEMENT.....	45
TABLEAU III.25: CARACTERISTIQUES HYDROMORPHOMETRIQUES DES BASSINS VERSANTS.....	45
TABLEAU III.26: ETAT DE L'ATMOSPHERE.....	46
TABLEAU III.27: REPARTITION MENSUELLE DE L’EVAPORATION	49
TABLEAU III.28: CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE	51
TABLEAU III.29: REPARTITION DES PLUIES MOYENNES MENSUELLE.....	52
TABLEAU III.30: CARACTERISTIQUES EMPIRIQUES DE LA SERIE.....	54
TABLEAU III.31:AJUSTEMENT A LA LOI WEIBULL.....	55
TABLEAU III.32: RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS PAR L’AJUSTEMENT A LA LOI DE GEV.	56
TABLEAU III.33: RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS PAR L’AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL ..	57
TABLEAU III.34: TEST DE KHI-DEUX	59
TABLEAU III.35:TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV	59
TABLEAU III.36: PLUIE MAXIMALE JOURNALIERE FREQUENTIELLE, STATION GHARDAÏA.....	59
TABLEAU III.37:HAUTEURS ET INTENSITES DE PLUIES DE COURTES DUREES OBTENUES PAR L’APPLICATION DE LA FORMULE DE BENNOUR STATION DE GHARDAÏA	61
TABLEAU III.38:HAUTEURS ET INTENSITES DE PLUIES DE COURTES DUREES OBTENUES PAR L’APPLICATION DE LA FORMULE DE MONTANARI-STATION DE GHARDAÏA	63
TABLEAU III.39: APPORTS SOLIDES.....	66
TABLEAU III.40: COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT	70
TABLEAU III.41: LE TEMPS DE BASE ET DE MONTE.....	71

TABLEAU III.42: RECAPITULATIF DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT.	71
TABLEAU III.43: PARAMETRES INTRODITS DANS LE LOGICIEL HEC-HMS POUR LA FONCTION DEPRODUCTION SCS CURVE NUMBER	74
TABLEAU III.44: LES DEBITS ET LES VOLUMES CORRESPONDENT A CHAQUE SOUS-BASSIN VERSANT	75
TABLEAU III.45: RECAPITULATIFS DES DEBITS DE LA CRUE	79
TABLEAU IV.1: PROBABILITE (%) DU RISQUE D'INONDATION = $1-(1-1/T)^N$	109
TABLEAU IV.2: RESULTAT DE LA SIMULATION DE L'OUED A SON ETAT NATUREL	115
TABLEAU IV.3: LES RESULTATS DE LA SIMULATION DE L'OUED EN CANAL TRAPEZOÏDAL.....	117
TABLEAU IV.4: CALCUL DES SURELEVATIONS	117
TABLEAU IV.5: PROFONDEUR CALCULEE DU CANAL	119
TABLEAU IV.6: ESTIMATION TRAVAUX DE TERRASSEMENT	120
TABLEAU IV.7: DEVIS	121

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Plan topographique du oued Beni M'zab (W. Ghardaïa).

Planche N°02 : Le profil en long du oued Beni M'zab (W. Ghardaïa).

Planche N°03 : Les profils en travers du oued Beni M'zab; P1, P2, P3 et P4.

Planche N°04 : Les profils en travers du oued Beni M'zab; P5, P6, P7 et P8.

Planche N°05 : Délimitation de la zone inondable de la ville de Ghardaïa.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I :

Tableau 1. Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1914-2009).

Tableau 2.liste des crues de l'oued M'Zab.

ANNEXE II.1 : Simulation d'oued Ghardaïa à Son Etat Naturel.

ANNEXE II.2 : Simulation d'oued Ghardaïa en canal trapézoïdal.

LISTE DES ACRONYMES

1D	: Monodimensionnel
2D	: Bidimensionnel
ABHS	: Agence de Bassin Hydrographique Sahara
AEP	: Alimentation en Eau Potable
ANBT	: Agence National des Barrages et de Transfer
ANRH	: Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
ASAL	: Agence Spatiale Algérienne
BRL	: Groupe issu de l'évolution de la Compagnie Nationale d'Aménagement de la Région du Bas Rhône et du Languedoc
CENEAP	: Centre National d'Etudes et d'Analyses pour la Population et le développement
CETMEF	: Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales
DGPC	: Direction Générale de la Protection Civile
EM-DAT	: Base de données internationale sur les catastrophes naturelles et technologiques
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
HEC-RAS	: Hydrological Engineering Center – River Analysis System
MEDD	: Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable
MNT	: Modèle numérique de terrain
ORSTOM	: L'office de la Recherche Scientifique et Technique D'outre-Mer (2), devenu Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en Coopération.
SHYPRE	: Simulation d'Hydrogrammes pour la Prédétermination
SIG	: Système d'Information Géographique
USACE	: US Army Corps of Engineers
ZSRI	: Zone Spécifique à Risque d'Inondation ou d'Inondabilité

INTRODUCTION GENERALE

Les inondations correspondent à des aléas naturels susceptibles d'occasionner des pertes en vies humaines, des dommages aux biens, des perturbations sociales et économiques et de dégradations de l'environnement. Dans la triste liste noire des victimes, et à l'échelle du bassin méditerranéen, les risques d'inondation viennent en deuxième rang après les risques sismiques, mais ils occupent, en revanche, le premier rang sur le plan de fréquences d'occurrences.

La maîtrise des eaux des crues est une ancienne dans les sociétés attirée par les fleuves, pourtant cette technique a atteint certaines limites techniques et financières.

Digues, barrage, canaux, ne sont pas extensible à l'infini et les couts de construction et d'entretien sont prohibitifs.

A côté de ces méthodes de protection, on trouve aussi la prévision, l'alerte et la gestion de crise, une approche nouvelle tente d'aborder la prévention non plus seulement en luttant des fronts contre les phénomènes naturels mais par l'entrer socio-économique en réduisant la vulnérabilité des sociétés face aux inondations. Gérer le risque, c'est accepter de vivre avec.

Pour réduire les dommages causées par les inondations et pour assurer la sécurité des biens et des personnes, il faut une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité et des facteurs favorisant ou amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées par ces catastrophes. La détermination des débits des crues du projet reste un outil précieux pour le dimensionnement des ouvrages de protection contre les inondations.

Pour mener à bien ce travail, nous avons jugé utile de deviser ce mémoire en quatre chapitres:

- Chapitre I : Généralisées sur les inondations ;
- Chapitre II : Présentation de la zone d'étude ;
- Chapitre III : Etude hydrologique ;
- Chapitre IV : Calcul et aménagement hydraulique.

Le choix est justifié par les raisons suivantes:

- La vulnérabilité de la région d'étude face aux risques d'inondations;
- L'importance de la région du point de vue socio-économique, une région en pleine croissance;

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES INONDATIONS

INTRODUCTION

L'eau habituellement cantonnée dans le lit des rivières, des ruisseaux, des torrents, ou présente dans le sous-sol sous forme de nappe, va de manière progressive ou parfois brutalement occuper de nouveaux espaces colonisés par la végétation ou par l'homme pour son habitat et ses activités...

L'inondation apparaît dès lors comme une forme de conflit pour l'occupation de l'espace entre les occupants habituels de cet espace et l'eau. Face à cette situation, l'homme a adopté plusieurs stratégies: contenir l'adversaire avec des remparts (digues), éviter le conflit en abandonnant le terrain, accepter l'éventualité du conflit en se donnant le cas échéant les moyens de l'anticiper.

I.1. Manifestation à l'échelle de la planète

La moitié des catastrophes naturelles mondiales sont des inondations¹. Ces catastrophes résultent de phénomènes naturels périodiques comme la mousson ou el niño, d'autres sont le fait de circonstances particulières (cyclones, typhons, orages violents) et sont aggravées par les dérèglements climatiques.

Selon la base de données internationale sur les catastrophes EM-DAT, 2 470 crues se sont produites à l'échelle internationale lors des vingt dernières années (1989 et 2009). 147 457 personnes y ont perdu la vie et les dommages ont été estimés à 372,5 milliards de \$ US.

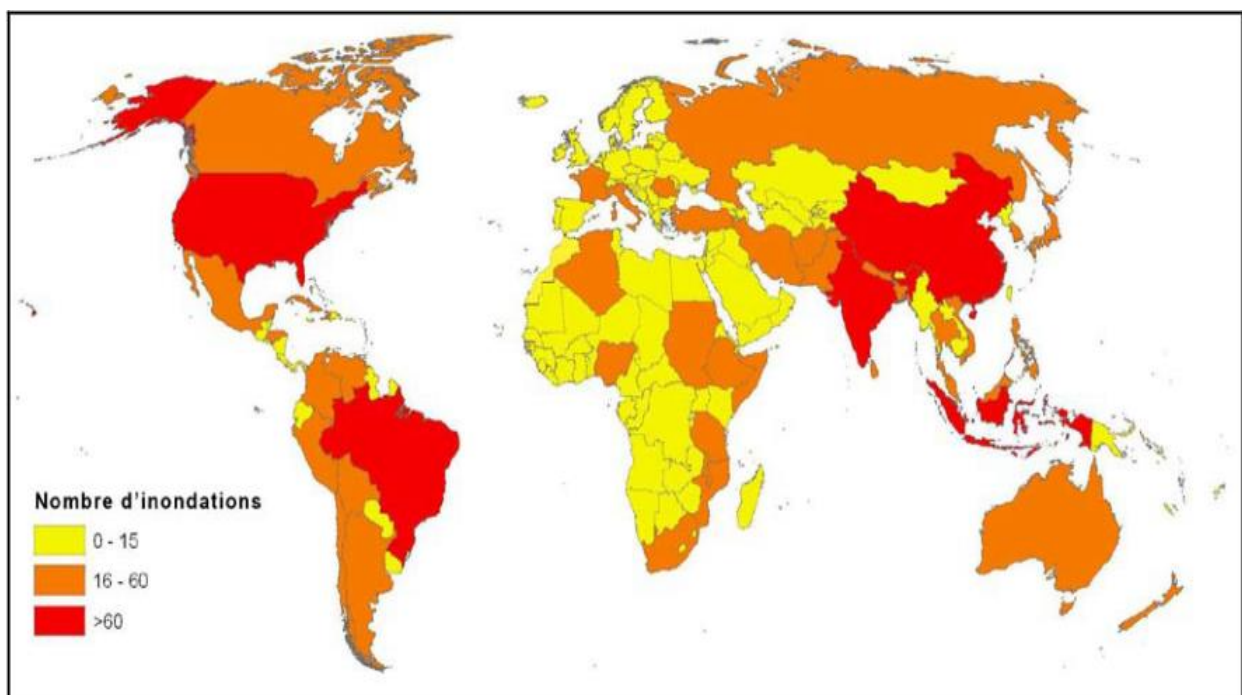


Figure I.1.Nombre d'inondations par pays durant la période 1974 – 2003 (Source EM-DAT)

I.2.GENERALITES SUR LES INONDATIONS**I.2.1.Qu'est-ce qu'une inondation ?**

La crue est un phénomène naturel et saisonnier qui correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau qui ne provoque pas de perturbations majeures lorsque son ampleur est modérée. Elle est décrite à partir de trois paramètres : le débit, la hauteur d'eau et la vitesse du courant.(A.CORTES, 2006 ; MERABET, 2006).

En fonction de l'importance des débits, une crue peut être contenue dans le lit mineur du cours d'eau, ou déborder dans son lit moyen ou majeur. Par ailleurs, les caractéristiques des précipitations (extension, intensité, durée) et des bassins versants peuvent donner lieu, selon les cas, à trois types de crues caractérisées en fonction du mode de propagation de l'onde de crue :

- les crues simples (pluies intenses de courte durée affectant généralement l'ensemble du bassin),
- les crues multiples (précipitations se succédant à un intervalle de temps inférieur au temps de réponse le plus long du bassin, ou pluies de longue durée), et
- les crues complexes, juxtaposant les deux types de crues précédents.

Une inondation désigne un recouvrement d'eau qui déborde du lit mineur ou qui afflue dans les talwegs ou les dépressions lorsque le débit et le volume d'eau d'une crue sont importants. Cette définition, plus large que celle retenue habituellement par les hydrologues, permet d'ajouter aux phénomènes classiques que sont les débordements d'un cours d'eau, directs ou indirects (contournement d'un ouvrage, fonctionnement d'un déversoir), d'autres manifestations comme les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages sur des petits bassins versants (mise en charge des talwegs en milieu urbain), les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues), ou encore les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.(A.CORTES, 2006 ; MERABET, 2006).

I.2.2.Quel sont les facteurs conditionnant les inondations ?

En premier lieu, bien sûr, on citera les précipitations. Ces dernières peuvent avoir lieu soit dans un environnement proche (quelques kilomètres) ou alors à des centaines de kilomètres (cas des fleuves).

Les précipitations peuvent être actuelles ou récentes, mais également plus anciennes responsables par exemple de l'engorgement des sols, ou stockées pendant plusieurs mois sous forme de neige, ou de nappes souterraines.

En second lieu le sol avec ses formes, ses reliefs, ses possibilités de rétention, qui va ou non favoriser l'écoulement de ces précipitations cumulées et là aussi dans un environnement

proche ou plus lointain. C'est l'intégration aux différentes échelles locales ou régionales des facteurs climatiques et géomorphologiques, qui va conditionner l'inondation et son importance.

I.2.3. Quel est le processus conduisant aux crues et inondations ?

Comprendre le processus à l'origine des crues et des inondations suppose d'analyser les différents facteurs contribuant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. (SALOMON, 1997).

I.2.3.1. L'eau mobilisable

La source de l'eau mobilisable capable d'engendrer des inondations peut s'agir :

- de la fonte de neiges ou de glaces au moment d'un redoux, associée ou non à des pluies ;
- des pluies répétées et prolongées de régime océanique, qui affecteront plutôt un grand bassin versant ;
- d'averses relativement courtes mais intenses qui pourront toucher la totalité de la superficie de petits bassins versants de quelques kilomètres carrés.

I.2.3.2. Le ruissellement

Le ruissellement étroitement lié à la nature du sol et de son occupation de surface, correspond à la part de l'eau qui n'a pas été interceptée par le feuillage, ni restituée à l'atmosphère par évaporation, et qui n'a pas pu s'infiltrer, ou qui resurgit très rapidement après infiltration et écoulement hypodermique ou souterrain. Il sera donc d'autant plus faible que la couverture végétale sera dense (arbres, herbes et tapis d'humus) et que les sols seront profonds et nonsaturés par des épisodes pluvieux récents. Inversement, l'imperméabilisation des sols due à l'urbanisation (infrastructures, constructions) le favorisera. Par ailleurs, l'intensité de la pluie joue aussi un rôle non négligeable en créant, au-delà d'une certaine valeur, un film d'eau à la surface du sol, qui va conduire à un écoulement maximum. (Boumessenagh, 2007).

I.2.3.3. Le temps de concentration (ou durée caractéristique)

Le temps de concentration est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau ayant le plus long chemin hydraulique à parcourir parvienne jusqu'à l'exutoire. Il est donc fonction de la taille et de la forme du bassin versant, de la topographie et de l'occupation des sols. (André Musy *et al*, 2004).

I.2.3.4. La propagation de la crue

L'eau de ruissellement se rassemble dans un axe drainant où elle forme une crue qui se propage vers l'aval. Le débit de pointe de la crue est d'autant plus amorti et sa propagation ralentie que le champ d'écoulement est plus large et que la pente est plus faible. (Roche, *et al*, 2012).

I.2.3.5. Le débordement

Le phénomène de débordement est consécutif à la propagation d'un débit supérieur à celui que peut évacuer le lit mineur, dont la capacité est généralement limitée à des débits de crues de période de retour de l'ordre de 1 à 5 ans. Il peut se produire une ou plusieurs fois par an ou seulement tous les dix ans en moyenne voire tous les cent ans. En débordant, l'eau alimente massivement la nappe phréatique située sous le champ d'inondation et approvisionne les milieux de vie des végétaux et des animaux aquatiques ou hygrophiles. (Musy *et al*, 2004).

I.3. L'influence des facteurs naturels

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue. Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant, sont déterminantes. Il peut s'agir de pluies répétées et prolongées de régime océanique (celles affectant par exemple les grands bassins) ou d'averses intenses de courte durée, qui touchent de petits bassins versants.

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

A ces paramètres s'ajoutent des facteurs naturels aggravants, comme la fonte des neiges ou la formation et la rupture d'embâcles. Les matériaux flottants transportés par le courant peuvent en effet s'accumuler en amont des passages étroits. La rupture éventuelle de ces embâcles provoque une onde puissante et destructrice en aval. Concernant la fonte des neiges, il est rare en Algérie que des crues importantes soient provoquées uniquement par ce phénomène, même s'il demeure un facteur aggravant.

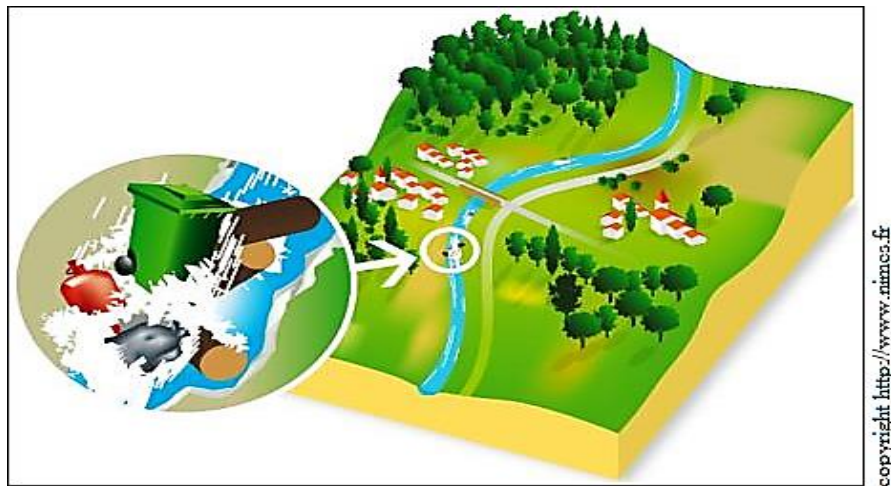


Figure I.2. Embâcle sur un torrent

I.4. Typologie des inondations

Il existe trois types d'inondation (Marant, 2009).

En fonction de l'événement créateur de la catastrophe, On peut distinguer plusieurs types d'inondation : inondations de plaine, par remonte de nappe, par crues torrentielles, par ruissellement en secteur urbain ou rural, inondation par rupture d'une digue et inondations marines.

Dans les quatre premiers cas, le phénomène générateur est la pluie et l'inondation engagera à partir des fleuves et des rivières ; la classification consiste donc à distinguer les inondations provoquées par des crues à cinématique lente (inondations de plaine, remontée de nappe) de celles générées par des crues à cinématique rapide (crues torrentielles, ruissellement). Tandis que dans les deux derniers cas ; le premier c'est les circonstances locales qui jouent pour faire d'une inondation un événement particulier et le deuxième c'est l'action de la mer qui est le facteur principal déterminant la survenance des désordres. (Ledoux, 2006).

I.4.1. Les inondations lentes (ou inondations de plaine)

Les inondations à monter lente des eaux résultent de crues provoquées par des pluies prolongées qui tombent sur des reliefs peu marqués aux sols assez perméables c'est-à-dire sur lequel un ruissellement met beaucoup de temps à se déclencher. Elles se produisent en plaine, mais aussi dans les régions de plateau, à l'aval de grands bassins versants (plusieurs centaines de kilomètres carrés). (Scarwell; Laganier, 2004).

I.4.2. Les inondations rapides

Les inondations rapides correspondent à des crues dont le temps de concentration des eaux est, par convention, inférieur à 12 heures. Elles se forment dans une ou plusieurs des conditions

suivantes : averse intense à caractère orageux et localisé, pentes fortes, vallée étroite sans effet notable d'amortissement ni de laminage. Ce phénomène se produit principalement en montagne et en région méditerranéenne, mais il peut aussi se rencontrer dans beaucoup d'autres régions, surtout sur les petits bassins versants lors des orages d'été. (Scarwell; Laganier, 2004).

I.4.3.Les inondations par ruissellement urbain

Les inondations par ruissellement urbain sont dues à des écoulements sur la voirie de volumes d'eau ruisselés sur le site ou à proximité, qui ne sont pas absorbés par le réseau d'assainissement superficiel et souterrain. (Scarwell ; Laganier, 2004).

I.4.4.Les types particuliers d'inondations

I.4.4.1.Les inondations par les torrents

les crues torrentielles se caractérisent par la soudaineté de leur apparition et de leur évolution (quelques heures) avec une réponse rapide aux précipitations souvent intenses et un temps de montée bref (Borrell, *et al.*, 2005), du type orages convectifs. De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point « hydrologiquement » le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24 h pour certains auteurs). Les spécialistes retiennent cinq critères pour définir la crue torrentielle : La rapidité de la réponse du cours d'eau, sa pente, le nombre de Froude, le transport solide, les effets de ces crues.

Ces crues touchent principalement les zones de montagne et les cours d'eau du pourtour méditerranéen, elles ont des vitesses d'écoulement importantes, même dans le lit majeur. Les bassins versants qui peuvent être affectés par ces phénomènes sont celles qui ont de petite à moyenne superficie et une forte pente moyenne.

Les crues torrentielles se caractérisent par un très fort transport solide et une profonde modification du lit à l'occasion de l'événement. Les dommages imputables à ces phénomènes sont avant tout liés à la vitesse du courant, renforcés par les matériaux que peuvent charrier les rivières générant de telles crues. (Ledoux, 2006).

I.4.4.2.Les submersions marines

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (forte dépression et vent de mer) et marégraphiques sévères provoquant par exemple des ondes de tempête. Elles affectent en général des terrains situés en dessous du niveau des plus hautes mers, mais aussi parfois au-dessus, si des projections d'eaux marines franchissent des ouvrages de protection. (SPPPI, 2004).Elles sont dues :

- à la rupture ou à la destruction d'un cordon dunaire à la suite d'une érosion intensive ;
- au débordement ou à la rupture de digues ou d'ouvrages de protection, ou encore à leur franchissement par des « paquets de mer » ;
- à des vagues de forte amplitude provoquées par des glissements sous-marins.

I.4.4.3. Les inondations estuariennes

Les zones riveraines d'un estuaire peuvent être inondées du fait de la conjonction d'une crue fluviale et d'un niveau de la mer exceptionnellement élevé bloquant ou ralentissant l'évacuation de la crue. Le niveau de cette submersion suit alors les fluctuations d'une ou plusieurs marées avec les modifications propres à l'estuaire et à la crue fluviale.

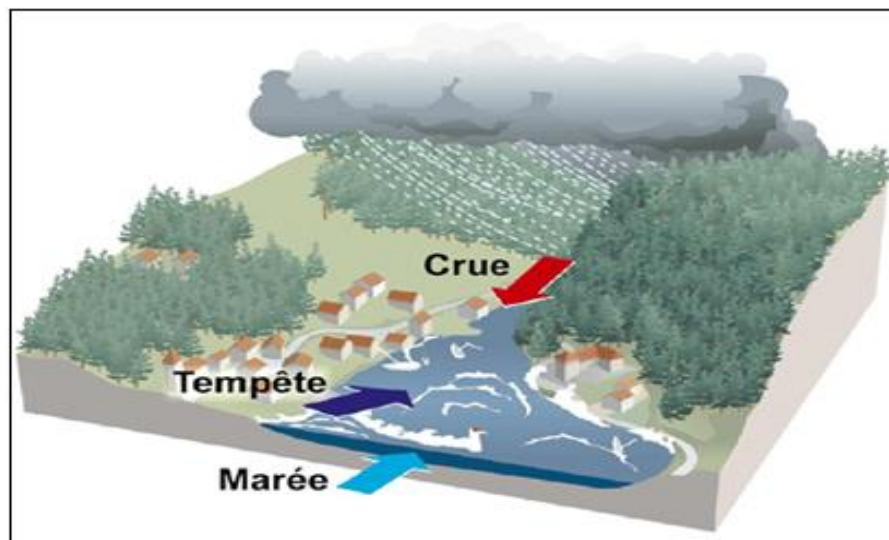


Figure I.3.Inondation estuarienne(source : Prim.net)

I.4.4.4. Les inondations par remontée de nappe

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. (Merabet, 2006).

Les nappes d'eau souterraines peuvent monter jusqu'à la surface du sol et au-dessus, naturellement ou artificiellement :

- **Les inondations par remontées naturelles de nappe :**

Des pluies abondantes et prolongées peuvent recharger une nappe phréatique au point de la faire déborder dans tous les points bas de son secteur. La lenteur de la propagation de l'eau dans le sous-sol peut conduire à un décalage important par rapport à la série pluvieuse (quelques jours à quelques mois) et à une durée considérable de l'inondation (quelques semaines, voire

quelques mois). Ces inondations lentes présentent peu de risque pour les personnes mais provoquent des dommages non négligeables à la voirie (effet de sous-pression) et aux constructions et ceci d'autant plus qu'elles surviennent plus rarement.

▪ **Les inondations par remontées artificielles de nappe :**

L'arrêt durable d'un ou plusieurs pompages importants dans la nappe phréatique provoque au pourtour une remontée sensible du niveau d'eau. Il en est de même de la construction et du maintien en eau d'un bassin non étanche en surélévation ou encore de la création d'un écran étanche formant obstacle à l'écoulement souterrain. Les inondations qui en résultent concernent le plus souvent des installations en sous-sol, mais elles peuvent aussi atteindre la surface. Elles se produisent avec un certain retard et durent au moins aussi longtemps que leur cause.

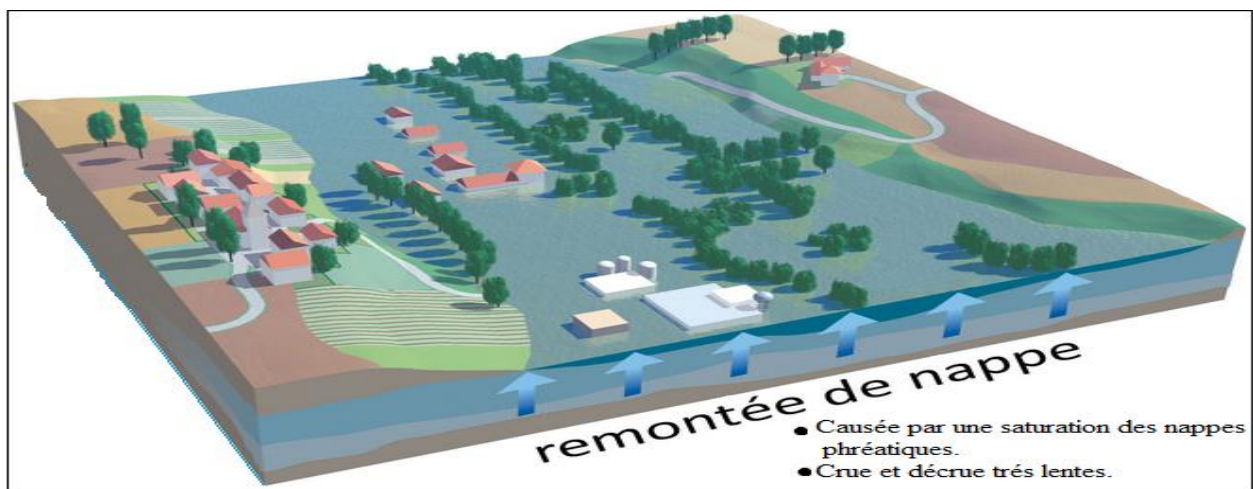


Figure I.4.Inondation par remontée de nappe (Graphie MEDD-DPPR)

I.5.Effets des inondations sur la santé humaine

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation ;
- Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durer des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé.

➤ **Effets sanitaires des inondations :**

Les différents effets sont récapitulés dans le tableau I.1

Tableau I.1 : Causes et conséquences d'effets sanitaires des inondations

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux ; caractéristiques topographiques ; absence d'alerte préalable; début de la crue ; hauteur atteinte par des eaux ; glissements de terrain; comportements à risque ; eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre études arbres	Noyade ; blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires ; choc ; hypothermie ; arrêt cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées ; dermatites ; conjonctivites ; maladies gastro-intestinales ; infections ORL ; éventuelles maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires

Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts ; approvisionnement insuffisant en eau potable; approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéropathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardiase, campylobactériose) ; dermatites ; conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments ; gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines; et aux réservoirs de stockage; inondations de sites abritant des déchets toxiques; rejets de produits chimiques; dommages subis par des réservoirs contenant du pétrole, pouvant entraîner des incendies	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes ; fortes précipitations ; expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs

Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution ; blessures ; lacérations ; perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire
Dommages subis par les services sanitaires ; désorganisation des activités de services sanitaires « normaux »	Diminution des prestations de services de santé « normaux » ; accès insuffisant à des soins médicaux

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments.

Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées ; la navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique sont compromis.

I.6. Gestion du risque inondation

L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où il se manifestera. La prévention des risques et la protection des populations nécessitent que soient prises des mesures collectives et des mesures individuelles.

I.6.1. La prévision

La prévention regroupe l'ensemble des dispositions à mettre en œuvre pour réduire l'impact d'un phénomène naturel prévisible sur les personnes et les biens. L'inondation est un risque prévisible dans son intensité, mais il est difficile de connaître le moment où elle se manifestera. Les paramètres concourant à la formation des crues sont nombreux, cependant l'un d'eux est déterminant : la pluie. La prévision des inondations consiste donc principalement en une observation continue des précipitations.

La surveillance météorologique est complétée par un suivi des débits dans la plupart des cours d'eau de plaine, à l'aide de réseaux de collecte de données.

Ce système fonctionne pour les rivières possédant un grand bassin versant, dont le temps de concentration est supérieur à 10 heures. Les cours d'eau à crues brutales ne peuvent être couverts par un tel service, sachant qu'on ne pourrait pas en garantir la fiabilité lors d'une montée rapide des eaux: à chaque citoyen d'être alors vigilant lorsqu'il se trouve dans une zone soumise à ce risque.

L'amélioration de la prévision des crues passe ainsi par :

- la mise en place d'un réseau de surveillance météorologique permettant de mesurer les pluies couvrant les zones à risque;
- la mise en œuvre de modèles performants de prévision des crues ;
- la mise à disposition des autorités locales d'une information plus compréhensible et plus fiable.

I.6.2.La prévention

La prévention regroupe l'ensemble des dispositions à mettre en œuvre pour réduire l'impact d'un phénomène naturel prévisible sur les personnes, les biens et l'environnement.

En matière d'inondation, il est difficile d'empêcher les événements de se produire. De plus, les ouvrages de protection collectifs, comme les digues, ne peuvent garantir une protection absolue. En conséquence, le meilleur moyen de prévention contre les risques d'inondation est d'éviter d'urbaniser les zones exposées. Pour autant, de nombreuses habitations et zones d'activités existent déjà dans ces zones.

CONCLUSION

Les meilleurs moyens de se prémunir des dommages d'une inondation restent la prévention et la précaution afin de réduire le degré d'exposition au risque de son impact, si ce dernier est inévitable et représente le premier risque naturel tant par l'importance des dégâts provoqués que par le nombre de personnes concernées, ainsi que l'incidence financière considérable. L'application de tous les moyens doit être cohérente localement et en échelle du bassin versant.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Ce chapitre est une monographie du site considéré dans cette étude, il vise la présentation du bassin versant et de la région du M'Zab ainsi que les différentes caractéristiques de cette région. Nous abordons dans ce chapitre le contexte situation, vulnérabilité de la région.

INTRODUCTION

La région de Ghardaïa présente une vulnérabilité très élevée face aux risques d'inondations, surtout dans les secteurs où les constructions et les activités économiques se sont développées, tels que la palmeraie et le lit majeur de la vallée de l'Oued M'zab. Le rôle de l'aléa météo-hydrologique dans la genèse de ces inondations a été aussi amplifié par l'activité humaine, notamment par une urbanisation anarchique, ainsi que l'élan du développement économiques dans la palmeraie et les zones inondables. Cette situation risque même de s'empirer avec le « changement climatique ».

Le développement récent de la population, qui a doublé au cours des 20 dernières années en entraînant une intense urbanisation, s'est heurté aux contraintes du relief, en particulier à l'étroitesse de la vallée. On a une extension incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie ainsi que dans des zones inondables, parfois même dans le lit mineur de l'oued. Ce dernier phénomène a gravement modifié les conditions de passage des crues et accru de façon inadmissible les risques de destruction et d'accidents majeurs liés à ces événements.

II.1.présentation de la wilaya de Ghardaïa

II.1.1.Situation Géographique de la wilaya de Ghardaïa

La Wilaya de Ghardaïa à laquelle se rattache le présent projet se situe dans la zone septentrionale du Sahara algérien, à 632 km au Sud d'Alger (cf. Figure I.1), et est bordée, au Nord par les wilayas de Laghouat et de Djelfa, à l'Est par la wilaya d'Ouargla, à l'Ouest par les wilayate d'Adrar et d'El Bayadh et au Sud par la wilaya de Tamanrasset.

Elle est issue du découpage administratif du territoire de 1984. L'ensemble de la nouvelle Wilaya dépendait de l'ancienne Wilaya de Laghouat. La Wilaya de Ghardaïa compte 13 communes et couvre une superficie totale de 86.560 km². (cf. Tableau II.1).

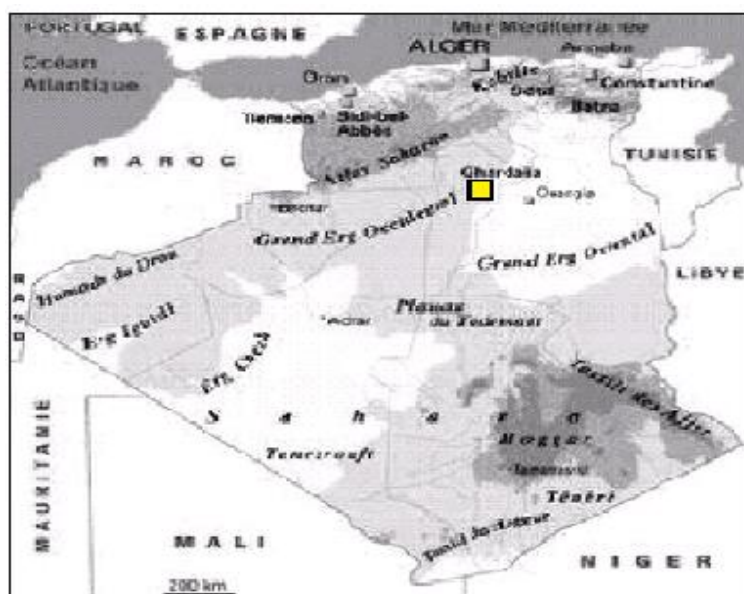


Figure II.1. Carte de situation de la Wilaya de Ghardaïa (Medejerab, 2009)

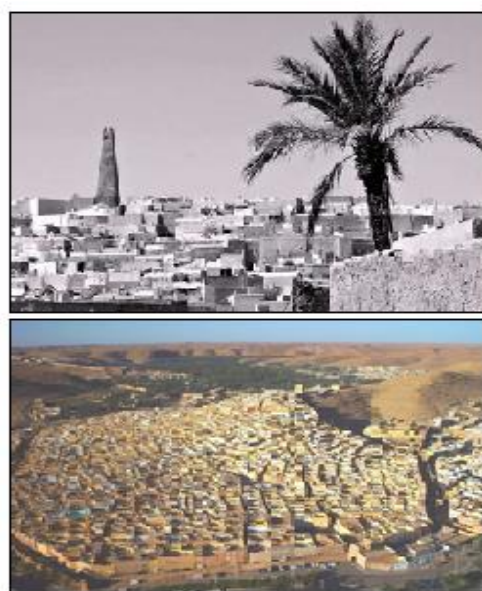


Figure II.2. Vue générale de la ville de Ghardaïa

II.1.2. Situation Démographique de la wilaya de Ghardaïa

Au Nord de la Wilaya de Ghardaïa, la vallée du M'Zab qui entaille profondément le paysage, abrite la célèbre palmeraie et les agglomérations de Daya, Ghardaïa, Melika, Beni Izguen, Bounoura et El Atteuf. Les origines de cette palmeraie et la première implantation par les Mozabites remontent au XI^e siècle.

Sous l'effet de la croissance démographique et des activités économiques et industrielles, la vallée du M'zab a connu, depuis les années 70 un mouvement très fort et accéléré d'urbanisation. Il n'a fallu que très peu de temps pour voir l'espace entre les villes (les oasis) s'urbaniser et devenir une agglomération géante le long de la vallée.

La zone urbanisée de la vallée du M'Zab (Commune de Ghardaïa) s'étend sur moins du millièm^e de la surface de la wilaya de Ghardaïa mais concerne près du 45 % de sa population (cf. Tableau II.1).

Tableau II.1. Evolution de la population de la wilaya de Ghardaïa

Communes		N ^{br} de communes	population	S (Km²)	Densité hab/Km²
Ghardaïa		1	103 554	308	336.6
Metlili		2	42 564	9237	4.61
El-Ménéa		2	50493	51740	1
Berriane		1	29 394	2608	11.3
Guerrara		1	56 549	3362	16.8
Zelfana		1	8466	1923	4.4
Mansoura		2	4 576	13659	4.8
Bounoura		2	48 103	1490	32.2
Dhayet		1	10910	2233	4.89
Total	09	13	354609	86560	4.27

Source (CENEAP, 2006)

II.1.3.Occupation du sol dans la vallée

La carte dressée par les outils du SIG(cf. Figure I.3), nous révèle que sur une surface totale de 3261,88 hectares digitalisée; 67% est occupée par l'urbanisme, soit 2179,33 hectares. Les zones agricoles ne représentent que 33% de la surface totale, soit 1082,55 hectares.

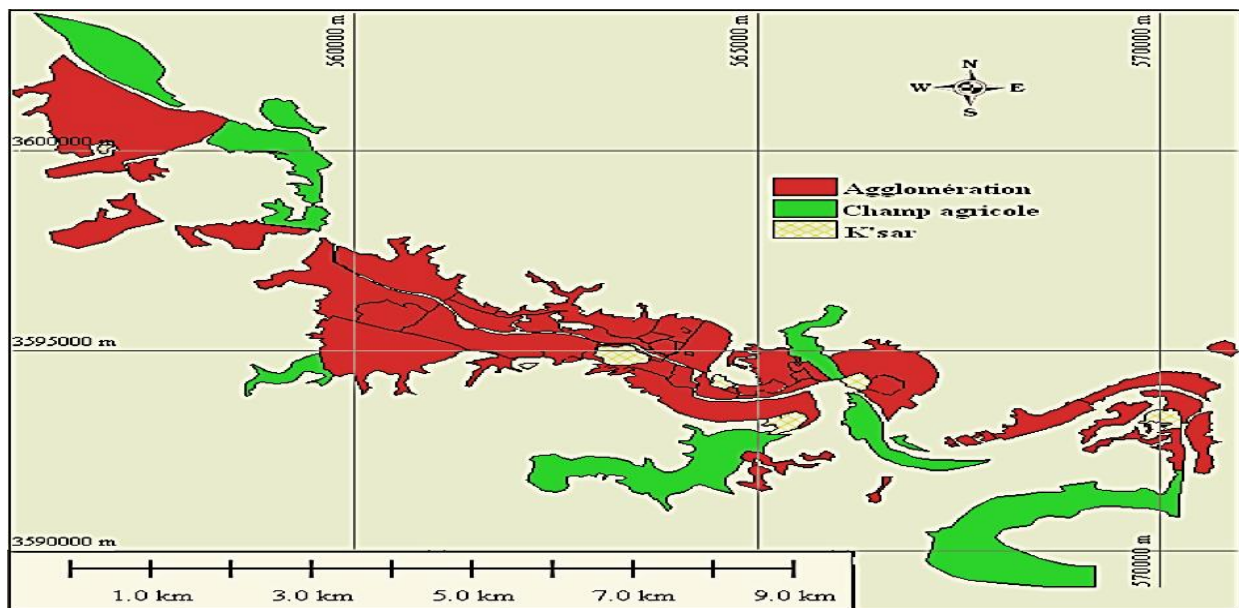


Figure II.3. Carte d'occupation du sol dans la vallée du M'zab (2008)

II.1.4.Présentation de la région du M'zab

La vallée du M'zab, entaillée dans les massifs calcaires du Turonien, fut occupée à partir du 11^{ème} siècle par une population d'un rite religieux particulier de l'Islam « le culte Ibadite ». En fonction du rythme de sédentarisation et du mouvement migratoire, cinq (05) villes fortifiées (Ksar) furent créées par cette communauté ibadite. Ces sites édifiés sur des éminences rocheuses, composèrent ainsi la pentapole de la vallée du M'zab.

De l'aval en amont on retrouve;

- La ville d'El Atteuf (Le Tournant), fondée la première en l'an 1010
- La ville de Bounoura (La Lumineuse)
- La ville de Melika (La Reine)
- La ville de Beni Izguen (La Ville sainte)
- La ville de Ghardaïa (falaise, hauteur).

Voici une image satellitaire qui présente une vue globale de la région de M'zab (cf. Figure II.4)

Source (ASAL, 2009)

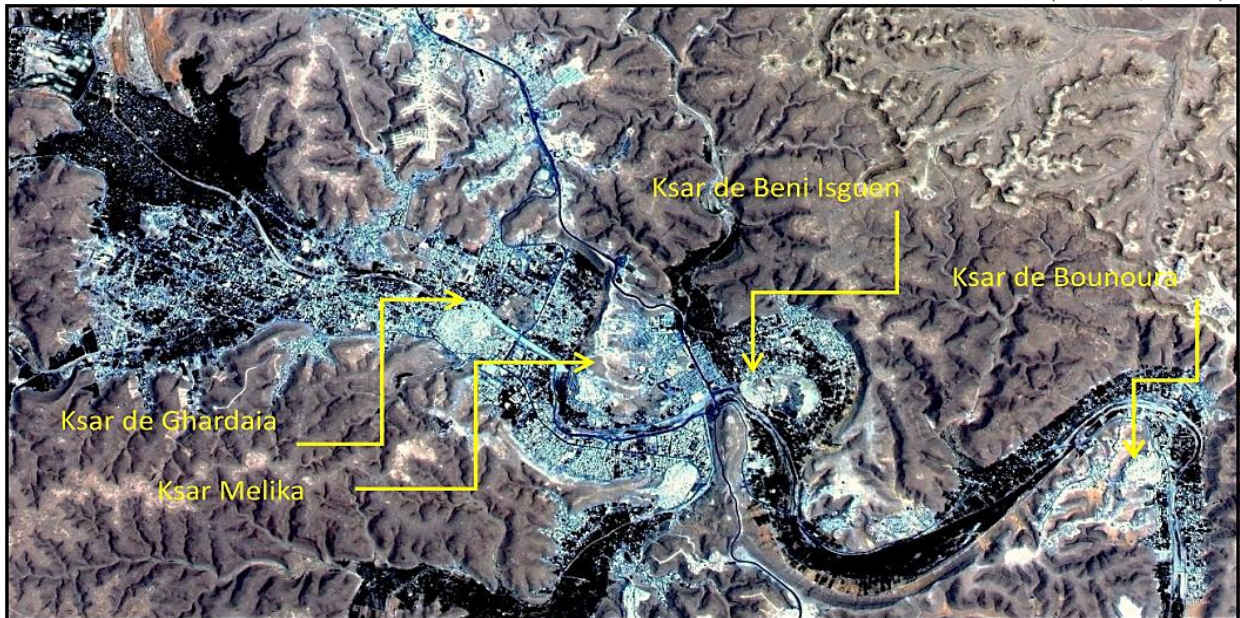


Figure II.4. Image SAT non traitée, (Image Alsat-2A , Juin 2011) de la wilaya de Ghardaïa: couvrant 04 communes Ghardaïa, Bounoura, El Atteuf et Beni Isguen

II.1.5.Présentation des cités de Ghardaïa

Fondée en 1048 sur la rive droite de l'Oued M'ZAB et en amont des quatre autres centres de la Pentapole par deux frères SLIMANE et MOHAMMED ben Yahia, cette ville devint rapidement la capitale commerciale du M'ZAB. Les habitants se répartissent en arabes dits "Agrégés" tous sédentaires, et Medabih originaires du Djebel Amour qui sont sédentaires ou semi-nomades.

La Mosquée et son minaret en forme de tronc de pyramide très allongé, domine toute la cité. Celle-ci, située sur les flancs d'une éminence conique au milieu de l'oued M'Zab, développe l'édification de ses maisons en un panorama qui ne manque ni d'originalité, ni de grandeur. La palmeraie de Ghardaïa, située à deux kilomètres en amont de la ville, est de beaucoup la plus florissante de la Pentapole, avec quelque 60.000 palmiers.

II.2. Les activités dans la vallée

L'agriculture représente la principale activité dans la vallée, dont l'occupation du sol est répartie en trois étages;

- la phoéniculture (agriculture des palmeraies) ;
- les arbres fruitiers ;
- cultures des maraîchères et des fourragères en intercalaires.

Le système d'irrigation se fait par submersion traditionnelle à partir des seguiats (rigoles): rare sont ceux pratiquants l'aspersion et la goutte à goutte.

D'autres activités s'ajoutent à la principale ; portant notamment sur le négoce, l'artisanat des tapis et des petites et moyennes industries (PMI).

II.2.1. Tourisme dans la région du M'zab

La Wilaya de Ghardaïa est considérée comme l'une des plus importantes régions touristiques en Algérie et dans le monde (Medejerab, 2009).

La région comme tout le sud algérien recel des paysages d'une grande importance touristique. Ainsi, l'architecture, le mode de vie de la population, la palmeraie et le système hydraulique traditionnel constituent un atout considérable pour la région. (Benaouadj, 2011).

II.3. Unités hydrographiques du bassin Sahara

II.3.1. Sahara septentrional

Le Bassin du bas Sahara, couvre une superficie de 600 000 km² et regroupe plusieurs Wilayas : Biskra, Ouargla, Ghardaïa, El Oued, Adrar, Tamanrasset (Ain Salah) et Illizi (Deb Deb). Il se distingue principalement par des ressources en eau importantes, caractérisées par deux importants aquifères, qui sont la nappe du Continental Intercalaire (CI) et celle du Complexe Terminal (CT).

Dans cette région, la nappe phréatique est également exploitée pour les besoins de l'agriculture, de même que pour les besoins de l'Alimentation en Eau Potable (AEP), notamment dans les régions de Ghardaïa (cf. Figure II.6)

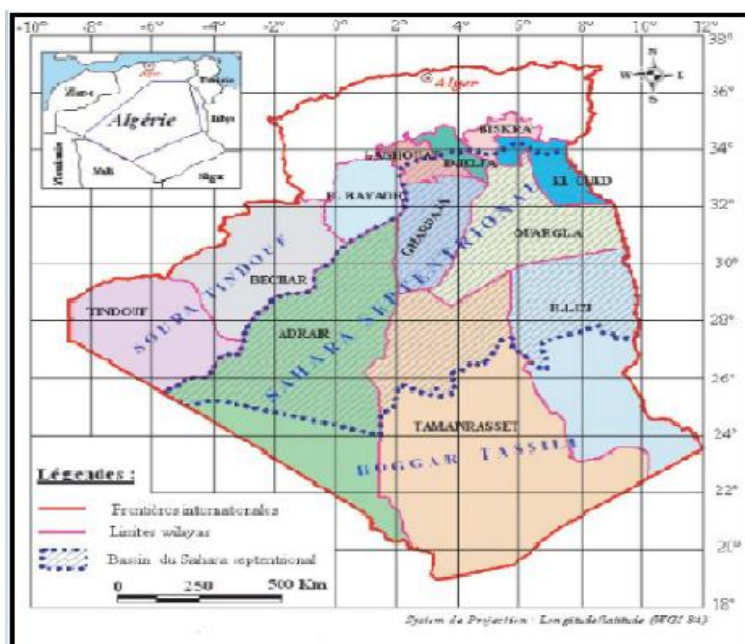


Figure II.5. Carte de situation des unités Hydrographiques (ABHS, 2008)

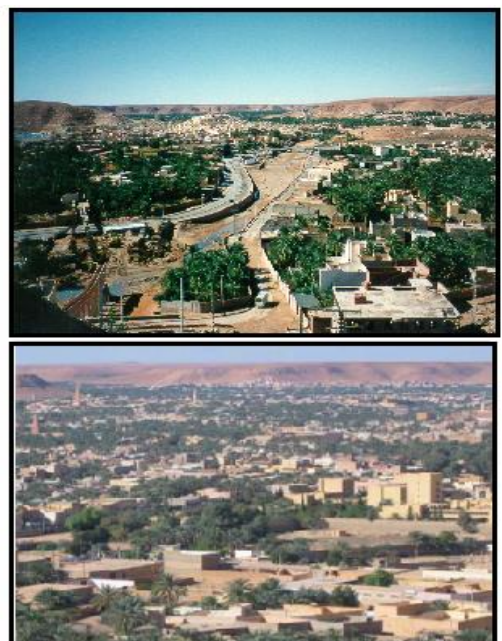


Figure II.6. Région du Mzab

II.4. Les eaux de surfaces**II.4.1. le système hydraulique mozabite**

Les eaux de surface sont rares, comme dans toutes les régions sahariennes. L'écoulement de l'oued M'zab est intermittent, il se manifeste à la suite des averses orageuses. L'étude des crues de l'oued Mzab effectuée par (BRL, 1998a), estime les débits de crue décennale et centennale à 205 et 722 m³/s. Les conséquences sont parfois catastrophiques et les dégâts sont souvent remarquables.

Pour les crues de faible ampleur, un système hydraulique mozabite formé d'une série de petits barrages (cf. Figure II.8) et des galeries souterraines a été instauré. Cette organisation a pour but:

- de collecter les eaux qui ruissellent accidentellement sur les pentes abruptes qui bordent les palmeraies.
- de dériver dans les jardins une partie des eaux des crues au moyen de barrages de dérivation et de canaux distributeurs.
- d'arrêter l'eau et de la forcer à s'étaler, par des barrages de retenue, dénommés « Ahbas ».
- d'amplifier l'infiltration efficace et la recharge en eau de la nappe phréatique.



Figure II.7. Barrage traditionnel (Ahbas)

II.4.2. Particularité pluviométrique et hydrologique de la région

La région de Ghardaïa possède une seule station météorologique située à l'aéroport de la ville. Elle n'est pas dotée d'un pluviographe, et nous ne pouvons pas utiliser les données de la station la plus proche, celle de Hassi R'mel. Elle n'a fonctionné que durant une courte période, dans de mauvaises conditions. On y observe parfois des crues sans qu'une pluie ait été enregistrée à la station de Ghardaïa. C'est le cas du 20 mars 1943 et du 5 mars 1951 (Dubief, 1953). Il ressort de l'examen comparatif des pluies et des crues les constatations suivantes :

- les précipitations inférieures à 5mm ne donnent pas d'écoulement notable ;

- d'une façon grossière on peut dire qu'une pluie intense de 5 à 10 mm entraîne des écoulements dans les ravins et arrose une partie de la palmeraie de Ghardaïa ;
- lorsque la hauteur de la pluie dépasse 10 mm, les oueds se mettent à couler sur une longue distance ;
- enfin, lorsque les précipitations sont supérieures à 25mm, on observe de forts écoulements. Notons que de telles précipitations sont généralement assez répandues dans la région ;
- les crues peuvent être parfois considérables et peuvent submerger complètement tous les jardins, comme par exemple celles de décembre 1922 et d'octobre 1950. Les habitants ont été obligés de féconder leurs palmeraies ou récolter leurs dattes à l'aide de radeaux improvisés (Dubief, 1953).

II.4.3. Une région très vulnérable aux inondations

Les plus anciennes crues qui ont été notées dans les archives de la région sont celles d'octobre 1884 et du 5 janvier 1886. Le 30 septembre 1901 une crue catastrophique, d'une violence peu commune et « qui balaie tout » a été enregistrée. Son débit n'ayant pas été mesuré, elle fut uniquement évaluée par les habitants. La hauteur d'eau pouvait atteindre environ 10 m. Tous les barrages furent endommagés. L'oued M'zab coulait pendant deux jours jusqu'à atteindre la Sebkhia Séfouane, à environ 180km de Ghardaïa. La région a connu d'autres crues plus ou moins importantes comme celles du 3 novembre 1920, du 3 novembre 1937, du 5 mars 1951, du 21 janvier 1956 avant d'arriver à celle, exceptionnelle, du 17 novembre 1980, où 98,8 mm de pluies sont tombées sur la région durant 4 jours. Le 3 juin 1991, un violent orage a provoqué des inondations très importantes, ce qui a provoqué la destruction partielle de la digue d'El Atteuf et occasionné des pertes importantes dans le cheptel et les palmeraies. Les 29 et 30 mars 1994, la vallée de Mourad a connu également des inondations très importantes (251mm de pluies).

A partir de 1921, on dispose de la liste des crues recueillie par Dubief (1950):
Et sont données dans les tableaux 2 respectivement de l'annexe I.

II.4.4. Les inondations du 1 octobre 2008

Les pluies diluviennes, qualifiées de « tsunami fluviale », accompagnées de violents orages, ont commencé le lundi 29 septembre 2008, après quatre années de sécheresse. La pluie a continué progressivement le mardi avec une intensité moyenne, puis le mercredi 1^{er} octobre le jour de l'Aïd (la fête qui marque la fin du jeun chez les musulmans, c'était le déluge, avec

une pluie diluvienne, totalisant près de 150 mm en une heure. Les principaux oueds de la région (M'Zab, Zeghir, Nsa, Metlili) ont fonctionné à plein régime. Selon les sources locales, c'est la première fois depuis 70 ans que les trois oueds affluents du l'oued M'Zab sont en cru. Habituellement seul un des trois oueds déborde sans mettre en danger les populations environnantes. Les autorités parlent d'un débit de $900 \text{ m}^3/\text{s}$. L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) l'a estimé à $1200 \text{ m}^3/\text{s}$.

C'est une crue exceptionnelle puisqu'elle a atteint la Sebkha Séfiouane. Dubief, qui a travaillé plus de 40 ans sur les précipitations au Sahara algérien, retient le fait que si lors d'une crue les eaux atteignent la Sebkha Sefiouane, on peut considérer que celle-ci est cinquantenaire.

A Metlili située à 40Km au nord de la ville de Ghardaïa, on a enregistré une hauteur d'eau de 6m, alors qu'en aval de Ghardaïa, celle-ci a frôlé les 10m. Ce déluge a entraîné l'effondrement d'une retenue collinaire construite en 2005 au niveau de l'oued Lahdhira situé à 20km du chef-lieu de la wilaya de Ghardaïa (cf. Figure II.10). En effet, les fortes pluies ont engendré une accumulation des eaux sur un rayon d'environ 2km. La pression de l'eau a provoqué une brèche de 70m dans la retenue et le déferlement de près de $900 \text{ m}^3/\text{s}$ sur la ville de Ghardaïa.



Figure II.8. L'Oued M'Zab en cru
(Octobre 2008)



Figure II.9. L'effondrement de la retenue
Collinaire



Figure II.10. Le niveau d'eau a atteint 10 m
dans la palmeraie



Figure II.11. Un quartier transformé en
torrent

II.4.5. Les impacts immédiats des inondations

Jamais de mémoire d'octogénaires résidant dans la vallée du M'zab, la région n'a vécu une telle catastrophe. L'oued M'zab, qui est sorti de son lit vers 4 h du matin a, en effet, tout emporté sur son passage. Les dégâts sont énormes : décès de 100 personnes, 89 blessés, 756 familles sinistrées, 19 établissements scolaires endommagés, 7200 foyers privés d'électricité et 2300 familles privées d'eau. Plus de 1200ha de cultures maraîchères, arboricoles et de palmeraies ont été laminés par les eaux. Plus de 1000 têtes de bétail ont péri et plus de 300 véhicules ont été emportés par les eaux. Une usine de fabrication de batteries sous licence (Tudor), employant plus de 200 ouvriers, a été complètement saccagée par les eaux. L'estimation des dégâts touchant les infrastructures avoisine les 20,1 Milliards de Dinars, soit environ 200 millions d'euros.



Figure II.12. Des voitures emportées par les eaux.



Figure II.13. Une route transformée en torrent.



Figure II.14. Dégâts causés par la crue (Bensaha, 2010)

**II.4.6. Vue globale de la zone inondée**

L'analyse des images à moyenne résolution prises avant les inondations et après les inondations (05 octobre 2008) à Ghardaïa par ASAL elle nous donne l'occasion de juger la gravité de la situation et les dégâts occasionnés par les inondations et ces impacts engendrer.

Source (ASAL, 2008)

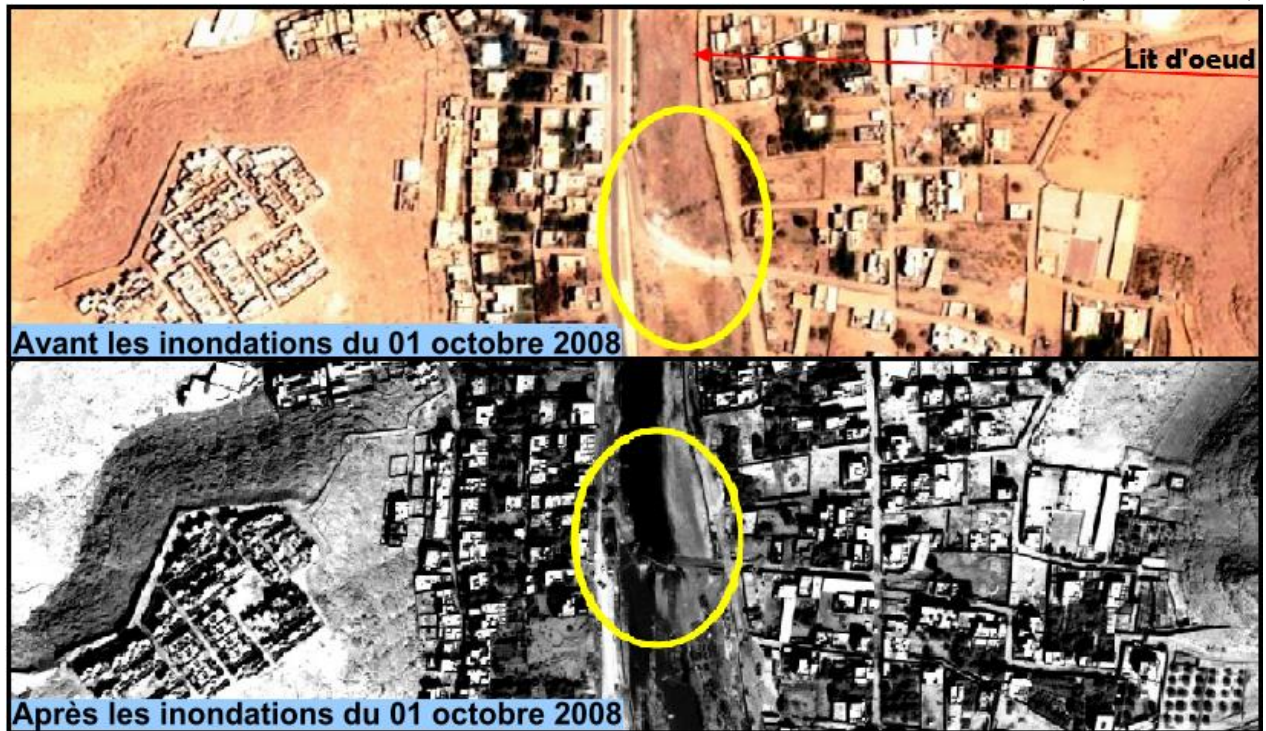


Figure II.15. Route effondrée suite aux inondations, isolant les deux rives de l'oued

Source (ASAL, 2009)

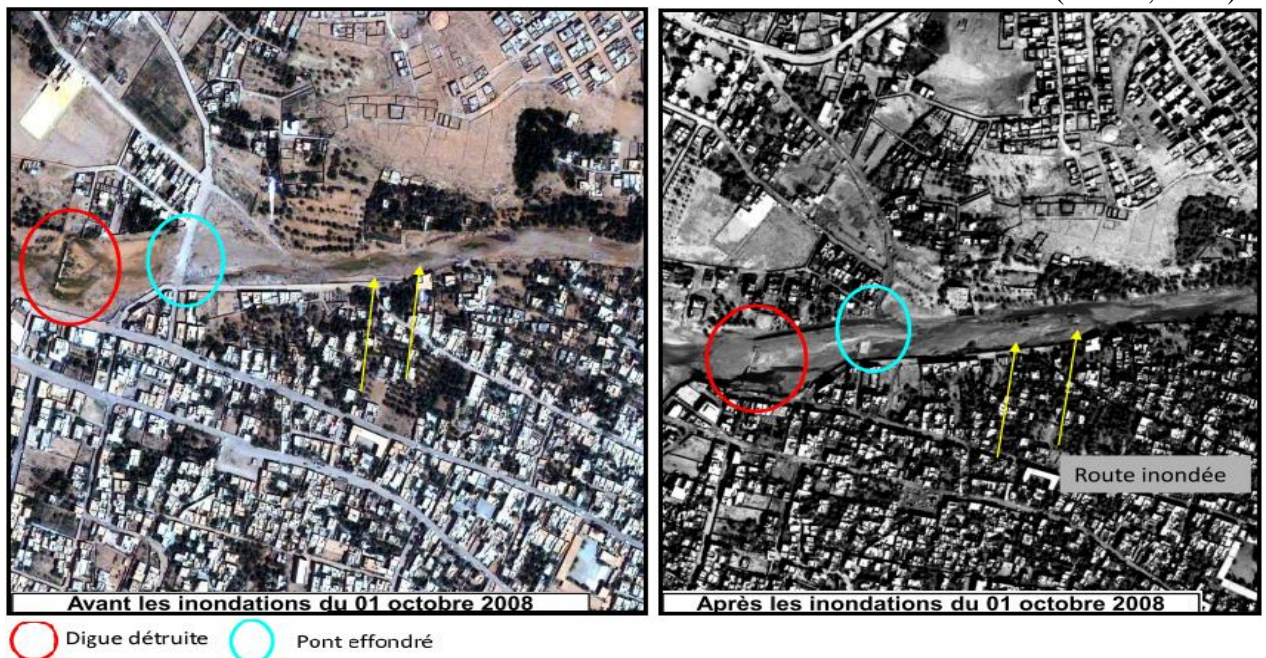


Figure II.16. Rupture de la digue et effondrement de pont

L'estimation préliminaire fait ressortir au moins 600 hectares de parcelles agricoles à vocation arboricole. Elles sont principalement situées, tel que confirmé par les services du ministère de l'agriculture et du développement rural, dans la commune de El Abiodh Dahoua, de Ghardaïa (Ghaba) et au sud de la localité d'El Atteuf.

II.5.Géologie**II.5.1.Géologie générale**

La région de Ghardaïa est située principalement dans les formations de calcaires massifs du Turonien. Celles-ci sont parfois recouvertes par les sédiments du Sénonien moyen, constituant fréquemment des buttes témoins de faible extension qui se détachent à l'horizon : elles sont constituées d'une carapace calcaire surmontant des marnes gypseuses souvent recouvertes par leurs produits d'altération.

II.5.2.Géologie des sites**a. Lithologie**

Les faciès rencontrés sur le site sont les mêmes. Il s'agit des formations suivantes :

- Les calcaires du Turonien
- Les alluvions grossières
- Les alluvions sablo-limoneuses

a.1. Les calcaires du Turonien :

Ces calcaires recouvrent l'ensemble de la région avec une morphologie tabulaire tout à fait monotone.

Ils sont à structure subhorizontale de direction N 100 ° et de pendage 4-5 °.

Ils sont tantôt bruns, tantôt clairs à l'affleurement, mais toujours blancs à la cassure. Massifs et très résistants, ils sont souvent silicifiés, avec parfois des nodules de silex pouvant atteindre des dimensions appréciables (10-20 cm).

L'épaisseur des bancs est généralement de l'ordre du mètre avec parfois des bancs plus épais (2-2.5m).

L'épaisseur totale du Turonien non érodé est d'environ 120 m.

a.2. Les alluvions grossières :

Les puits de faible profondeur ainsi que les puits profonds des agriculteurs montrent une épaisseur d'alluvions grossières supérieure à 20 m. Il semblerait qu'elle atteigne en certains endroits 40 m (Flandrin, 1952).

Ces alluvions sont grossières avec une proportion d'éléments de dimension supérieure à 200 mm parfois importante. Elles sont composées d'éléments de calcaire souvent roulés, parfois à angles légèrement émoussés.

Cet horizon est très compact, parfois recimenté, surtout en profondeur. Il est souvent difficile à entamer à la pelle mécanique au-delà du premier mètre.

Les puits agricoles de la région, circulaires, avec un diamètre moyen de 3 mètres, tiennent souvent sans étayage sur toute leur hauteur, excepté la partie superficielle (sable limoneux). Ces alluvions sont toujours aquifères.

a.3. Les alluvions sablo-limoneuses

Cet horizon surmonte les alluvions grossières. Son épaisseur varie de quelques centimètres à 2 mètres au maximum. Il est constitué parfois de sable propre roux, parfois de sable limoneux légèrement caillouteux de couleur brun à roux.

Sec, ce matériau est totalement pulvérulent, la fraction argileuse étant très faible sinon inexistante.

b. Tectonique

Les formations calcaires à structure tabulaire, au droit du site, ne sont affectées par aucun phénomène tectonique notable d'importance régionale. Les mêmes directions et pendages sont mesurés aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Aucune faille d'importance n'est relevée aux environs immédiats des sites.

La fracturation est cependant intense. Elle est liée d'une part aux phénomènes tectoniques à petite échelle et d'autre part aux phénomènes de géodynamique externe, notamment les variations de température: les fissures qui résultent de ces effets géodynamiques sont superficielles et d'orientation aléatoire.

c. Altération

Du fait de la fissuration intense des calcaires, l'altération s'est développée jusqu'à environ 2 mètres de profondeur.

d. Karstification

Les phénomènes de karstification dans ces calcaires sont relativement peu développés. Quelques lapiaz, ainsi que quelques vacuoles sont observées. Aucune manifestation importante du phénomène de karstification n'est relevée en surface.

II.5.3. Hydrogéologie

Les alluvions grossières renferment une nappe phréatique importante. Une dizaine de puits ont été foncés à l'aval et à l'amont de la région d'étude.

La tranche d'eau exploitée varie entre 2 à 6 mètres sans aucune certitude d'avoir touché le substratum. L'observation des déblais d'excavation qui restent autour des puits ne permet pas de conclure sur ce point.

Les débits extraits de cette nappe semblent importants. Ils permettent de subvenir aux besoins de toutes les petites exploitations agricoles existant dans la vallée.

II.5.4. Sismicité

Les connaissances actuelles sur la sismicité algérienne basées principalement sur la sismicité historique permettent de fixer la limite méridionale de la partie sismique de l'Algérie au niveau de l'accident sud Atlasique. A l'exception de trois épacentres localisés au Sud Est de Biskra, les régions situées au sud de la flexure saharienne sont totalement asismiques.

II.6. Géotechnique**II.6.1. Investigations réalisées dans le cadre de cette étude****II.6.1.1. Sable de l'oued**

Un puits a été foncé dans les sables de l'oued Ghardaïa avec prélèvement d'un échantillon.

Les résultats de l'identification au laboratoire montrent un sable fin limoneux SL de densité Proctor moyenne et de forte résistance mécanique.

Les résultats des essais sont récapitulés dans le Tableau II.2.

Tableau II.2. Les résultats des essais sur un échantillon prélevé de l'oued Ghardaïa

Puits	Prof.	Cailloux <200 ; >20	Graviers <20 ; >2	G. sable <2 ; >0.2	Sable fin <0.2 ; >0.02	Limon <0.02 ; >2 μ	Argile <80 μ	WI	Wp	Ip
8	1	-	-	4.00	89.00	7.00	-	22.00		
Puits	Prof.	γ_d	Wopt	ϕ_{cd}	Ccd					
8	1	1.65	8.00	31.00	0.10					

En peut l'utiliser pour notre projet pour que les frais d'aménagement aillent baisser.

CONCLUSION

Une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance, vu le taux d'information qu'elle nous fournit, ce que nous permet d'évaluer les risques et d'estimer les catastrophes qui peuvent être engendrées par un phénomène naturel comme les crues.

CHAPITRE III

ETUDE

HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leurs origines, leurs mouvements et leurs répartitions sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines. Plus exactement, c'est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature. Elle examine la distribution géographique et temporelle de l'eau dans l'atmosphère, en surface (lacs et rivières) et dans le sol et le sous-sol.

L'étude hydrologique est souvent considérée comme une activité récente qui remplit essentiellement un but technique plutôt que scientifique, on désirait trouver des méthodes appropriées pour résoudre des problèmes concrets ; notamment évaluer des débits pour la réalisation des projets comme ça fut le cas dans ce présent travail.

Dans ceux qui suit on va procéder à une étude hydrologique complète de notre zone d'étude afin d'avoir le débit de projet de notre rivière.

III.1.Le bassin versant**III.1.1.Notion du bassin versant**

Un bassin versant est une unité géographique qui reçoit les précipitations atmosphériques et draine les ruissellements qui en résultent vers un même exutoire (rivière, lac, nappe souterraine).

Le terme "Bassin versant" marque donc à la fois la notion topographique d'une zone limitée par une ligne de partage des eaux et celle d'une surface d'interception des précipitations. (Roche, 1996)

La pratique de l'hydrologie requiert la détermination d'un domaine d'étude, soit le plus souvent, un ou plusieurs bassins versants. Un bassin versant est une région qui possède un exutoire commun pour ces écoulements de surface. C'est l'équivalent d'un réservoir délimité de telle façon que toutes les précipitations qu'il reçoit contribuent au débit à cet exutoire.

Un bassin versant est associé souvent à un seul cours d'eau, sa surface est délimité par la ligne reliant tous les points hauts de la région forment ainsi une ligne de partage des eaux, à l'extérieur de cette ligne les précipitations ne contribuent pas au débit du cours d'eau. La façon conventionnelle pour la délimitation des bassins hydrographique est de faire appel aux cartes topographiques, il s'agit de tracer la ligne de partage des eaux en commençant par un coté de la section du cours d'eau définie comme exutoire à étudier. En parcourant les crêtes des montagnes et des collines, et en s'assurent de tracer la ligne de partage des eaux à angle droit avec les courbes de niveaux, alors comme ça on contourne toute la partie amont de notre rivière.

Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation des caractéristiques de la zone d'étude, comme les débits disponibles ainsi que les débits extrêmes.

Dans notre cas on possède six sous bassins versants pour deux cours d'eaux principal, on s'intéresse dans ce qui suit de les délimiter ainsi de déterminer leurs caractéristiques.

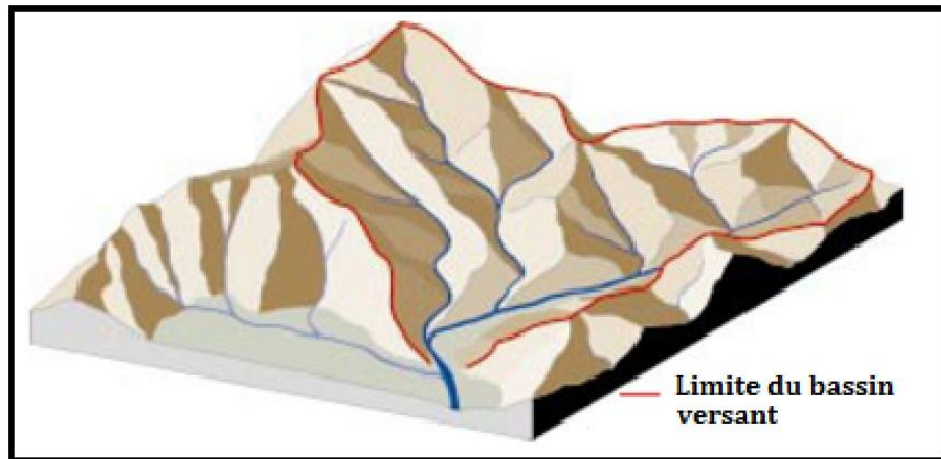


Figure III.1.Schéma explicatif d'un bassin versant (Roche, 1996)

III.1.2.Présentation des bassins de la vallée du M'Zab

L'oued M'zab prend naissance de la confluence de deux grands affluents; oued el Haimeur du Nord-ouest et l'oued Abiodh de l'Ouest. L'oued Touzouz de faible impotence; rejoint le M'zab en amont de la palmeraie de Ghardaïa comme le montre la Figure III.2.

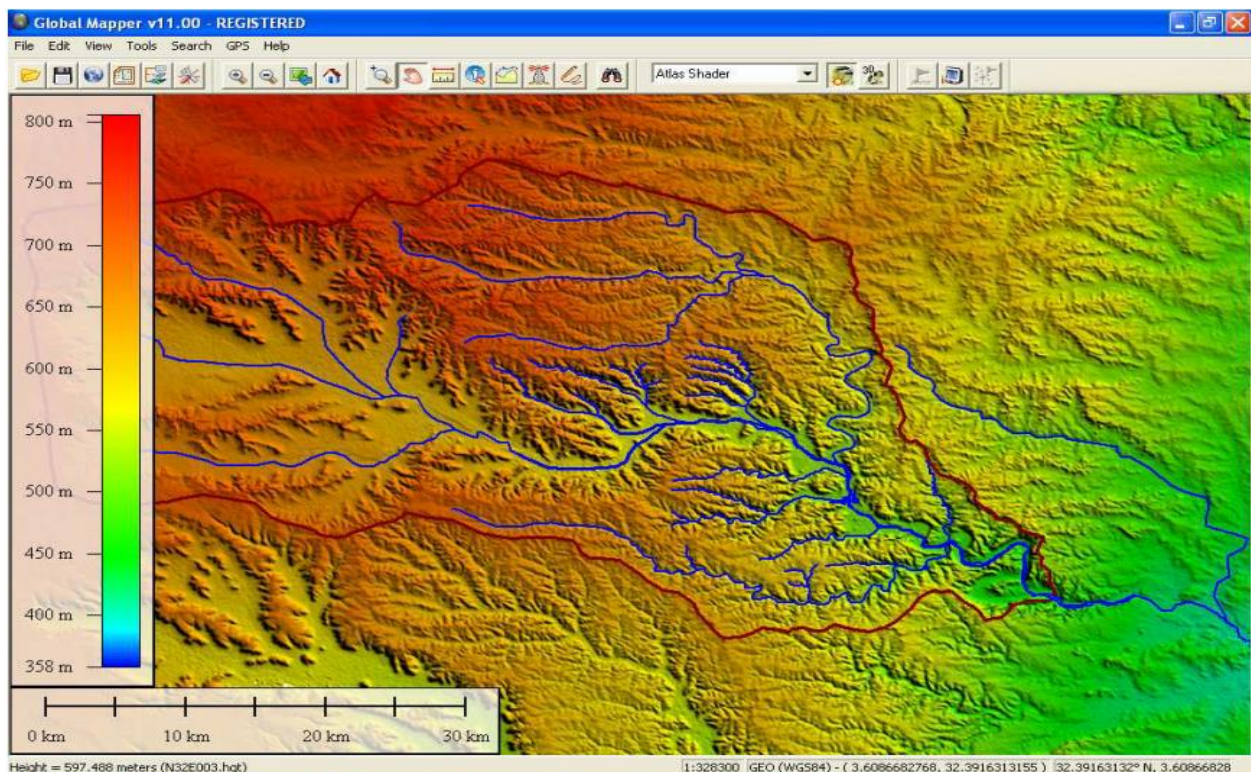


Figure III.2.Bassin versant et réseau orographique du M'zab

A ces fins, pour le bassin du M'Zab jusqu'à Ghardaïa, il existe six bassins élémentaires ont été distingués. Ils peuvent être combinés en de nombreux ensembles dont les grands bassins suivants : l'oued El Abiodh à Dhayet Ben Dhahou, l'oued Lahdhira à Dhayet Ben Dhahou, regroupés à leur confluence en l'oued M'Zab à Dhayet Ben Dhahou, puis les bassins aux alentours de Ghardaïa depuis Dhayet Ben Dhahou jusqu'à Ghardaïa. Les caractéristiques géomorphologiques de ces bassins versants ont été mesurées sur cartes topographiques afin de les classer dans la typologie générale, et d'obtenir les valeurs nécessaires aux calculs. Les crues sont évaluées directement pour chaque bassin élémentaire ou groupé, afin de proposer des résultats utilisables pour des aménagements éventuels en d'autres sites du bassin versant.

III.1.3.Caractéristiques morphométriques

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir des cartes topographiques (la carte d'état-major) à échelle 1/200 000 et sont résumés dans le tableau ci-après.

III.1.3.1.En plan

III.1.3.1.1.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 logiciel MapInfo sur la carte d'état-major.

III.1.3.1.2.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 en fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

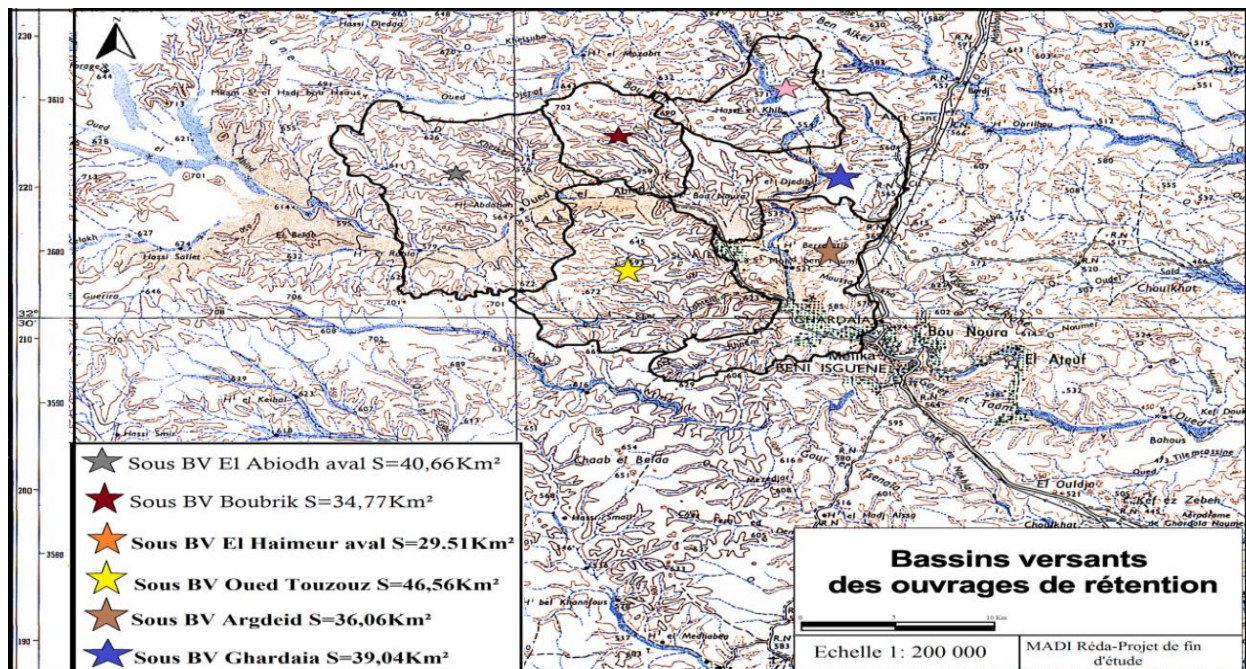


Figure III.3.Délimitation des sous bassins (à l'échelle : 1/200 000)

III.1.3.1.3.Caractéristiques géométriques

Les résultats trouvés sont résumés dans le Tableau III.1

Tableau III.1: Caractéristiques géomorphologiques des sous-bassins versant élémentaire

Sous bassin versant		El Abiodh aval	Boubrik	El Haimeur aval	Argdeid	Oued Touzouz	Ghardaia
surface totale Km²		40.66	34.77	29.51	36.06	46.56	39.04
Périmètre Km		37	39	24	25.15	38.2	25.3
long. cours d'eau Km		13.1	9.2	11.8	9.5	12.8	13.1
Altitude max m		685	702	690	670	701	660
surface supérieure à l'altitude (Km²)	700	-	0.10	-	-	0.10	-
	650	1.04	12.15	0.65	3.12	12.78	-
	600	13.81	25.87	8.32	12.79	30.12	8.17
	550	27.04	34.14	24.86	26.97	40.52	19.41
	500	40.66	34.77	29.51	34.45	45.07	24.66
	450	-	-	-	36.06	46.56	39.04
	400	-	-	-	-	-	-
Altitude min m		519	548	519	494	494	487

III.1.3.1.4.L'indice de compacité de Gravelius K_c

Sachant que la forme du bassin versant a une influence sur l'écoulement global et sur l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée, alors on s'appuie sur cet indice pour connaître la forme de ce dernier.

$$K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} * 0.282 \dots \dots \dots (III. 1)$$

K_c = indice de compacité.

P = périmètre du bassin versant.

S = superficie du sous bassin versant.

Tableau III.2: Indice de compacité des sous bassin versant

Sous bassin versant	S (surfaces)	P (Périmètre)	K_c
El Abiodh aval	40.66	37	1.64
Boubrik	34.77	39	1.87
El Haimeur aval	29.51	24	1.25
Argdeid	36.06	25.15	1.18
Oued Touzouz	46.56	38.2	1.58
Ghardaïa	39.04	25.3	1.14

$K_c > 1 \Rightarrow$ Notre bassin versant possède une forme assez allongée.

III.1.3.1.5.Coefficient d'allongement :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III. 2)$$

L = la longueur du talweg principale.

S = superficie du bassin versant.

Tableau III.3: Coefficient d'allongement des sous bassins versant

Sous bassin versant	L(Km)	S (surfaces)	C_a
El Abiodh aval	13.1	37	4.22
Boubrik	9.2	39	2.43
El Haimeur aval	11.8	24	4.72
Argdeid	9.5	25.15	2.50
Oued Touzouz	12.8	38.2	3.52
Ghardaïa	13.1	25.3	4.40

Conclusion : cela signifie que le bassin versant a une forme allongée.

III.1.3.1.6. Le rectangle équivalent

Il s'agit d'une transformation purement géométrique qui facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Ce triangle doit avoir la même surface et le même périmètre que ceux du bassin versant :

$$S = L_r * l_r \quad \text{et} \quad P = 2*(L_r + l_r)$$

On obtient une fonction du second ordre qui n'admet pas des racines négatives.

Ou par l'utilisation des formules suivantes :

$$\text{La longueur :} \quad L_r = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.12} * \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III. 3)$$

La largeur :
$$l_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.12} * (1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c}\right)^2}) \dots \dots \dots (III. 4)$$

On trouve :

Tableau III.4: Les paramètres de rectangle équivalent des sous bassins

Sous bassin versant	Kc	S	Lr	lr
El Abiodh aval	1.64	40.66	16.11	2.52
Boubrik	1.87	34.77	17.67	1.97
El Haimeur aval	1.25	29.51	8.69	3.40
Argdeid	1.18	36.06	8.34	4.32
Oued Touzouz	1.58	46.56	16.40	2.84
Ghardaïa	1.14	39.04	7.61	5.13

III.1.3.2.Paramètres du relief

III.1.3.2.1.Les reliefs

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

- Courbe hypsométrique.
- Altitude moyenne.
- Indice de pente globale Ig.
- Indice de pente de roche Ip.
- Indice de pente moyenne du bassin versant Im.

III.1.3.3.Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit 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.

III.1.3.4.Caractéristiques des altitudes (hypsométrie)

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. 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 ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

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

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III. 5)$$

Avec:

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

S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau successif (km²).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).

S : Superficie totale du bassin versant (km²).

Remarque :

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Les résultats trouvés sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Sous bassin versant EL Abiodh

Tableau III.5: Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées	Altitude	Valeur(m).NGA
				Hmoy	602
700-650	1.04	2.56	2.56	H50%	525
650-600	12.77	31.41	46.26	H95%	541
600-550	13.23	32.54	91.10	H5%	646
550-500	13.62	33.50	100.00	Hmax	685
Total	40.66	100.00		Hmin	519

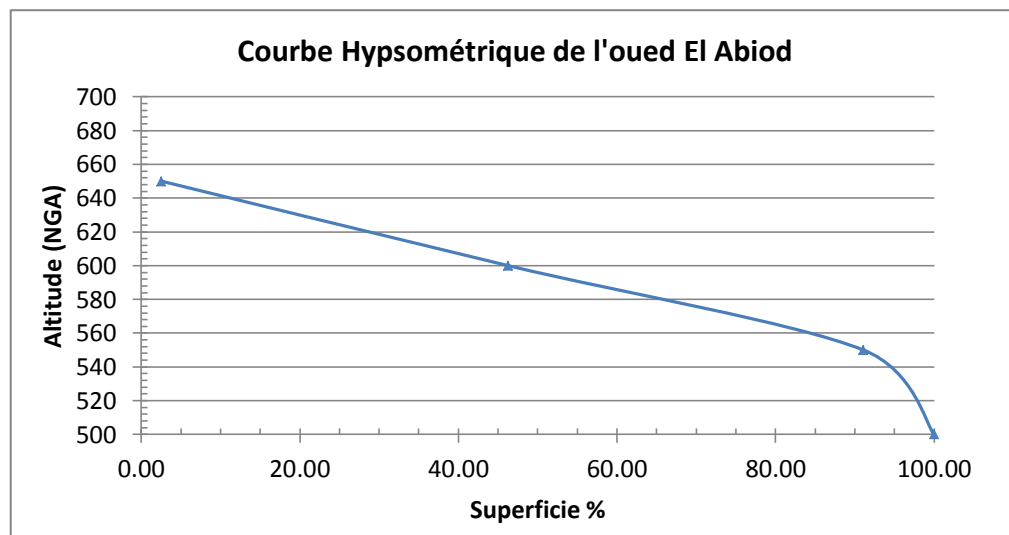


Figure III.4. Courbe hypsométrique de l'oued El Abiodh

b. Sous bassin versant Boubrik

Tableau III.6: Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées	Altitude	Valeur(m).NGA
750-700	0.1	0.29	0.29	H_{moy}	625
700-650	12.05	34.66	34.94	$H_{50\%}$	590
650-600	13.72	39.46	74.40	$H_{95\%}$	552
600-550	7.27	20.91	95.31	$H_{5\%}$	693
550-500	1.63	4.69	100.00	H_{max}	702
Total	34.77	100.00		H_{min}	548

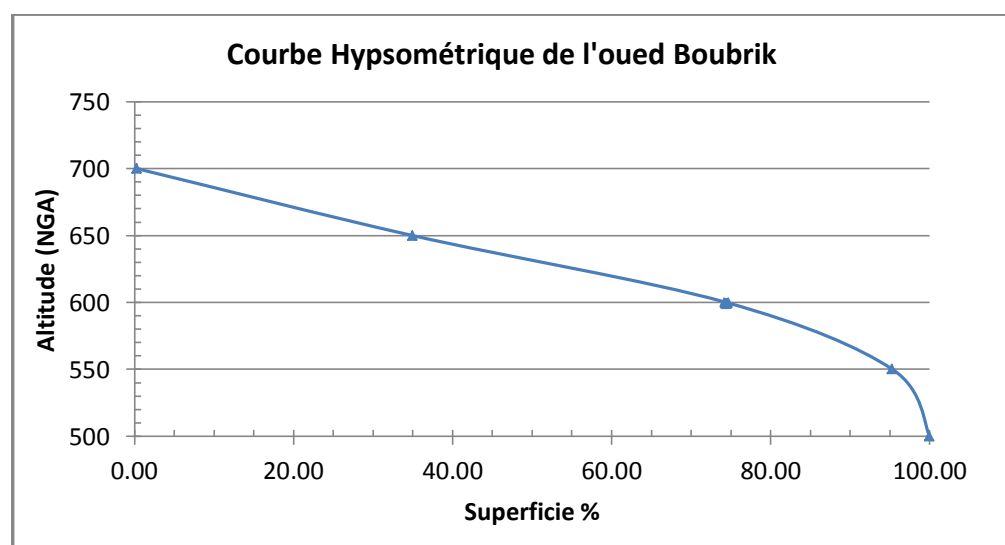
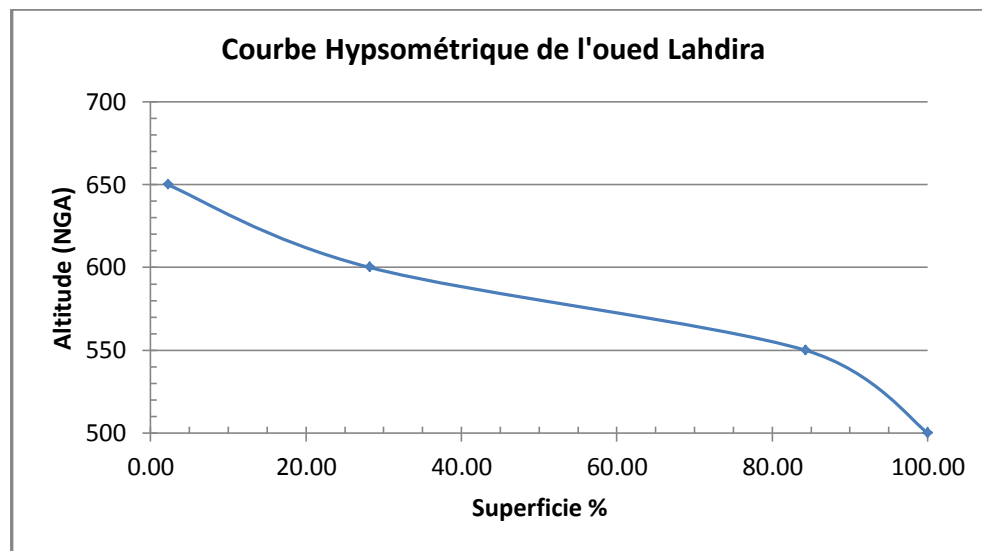


Figure III.5. Courbe hypsométrique de l'oued Boubrik

c. Sous bassin versant Lahdira**Tableau III.7:** Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées	Altitude	Valeur(m).NGA
700-650	0.65	2.20	2.20	H _{moy}	605
650-600	7.67	25.99	28.19	H _{50%}	580
600-550	16.54	56.05	84.24	H _{95%}	524
550-500	4.65	15.76	100.00	H _{5%}	644
Total	29.51	84.87		H _{max}	690
				H _{min}	519

**Figure III.6.** Courbe hypsométrique de l'oued Lahdira**d. Sous bassin versant Argdeid****Tableau III.8:** Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées	Altitude	Valeur(m).NGA
700-650	1.75	4.85	4.85	H _{moy}	582
650-600	9.67	26.82	31.67	H _{50%}	519
600-550	14.18	39.32	70.99	H _{95%}	440
550-500	7.48	20.74	91.74	H _{5%}	599
500-450	2.98	8.26	100.00	H _{max}	670
Total	36.06	100.00		H _{min}	494

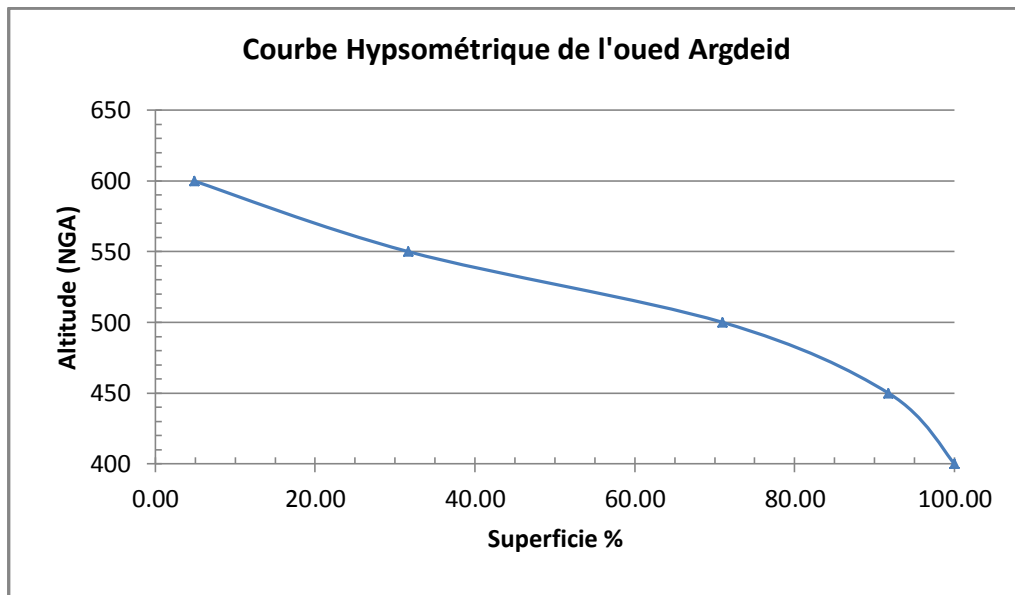


Figure III.7. Courbe hypsométrique de l'oued Argdeid

e. Sous bassin versant Oued Touzouz

Tableau III.9: Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées	Altitude	Valeur(m).NGA
700-650	0.1	0.21	0.21	H_{moy}	598
650-600	12.68	27.23	27.45	$H_{50\%}$	510
600-550	17.34	37.24	64.69	$H_{95\%}$	410
550-500	10.4	22.34	87.03	$H_{5\%}$	590
500-450	4.55	9.77	96.80	H_{max}	701
450-400	1.49	3.20	100.00	H_{min}	494
Total	46.56	100.00			

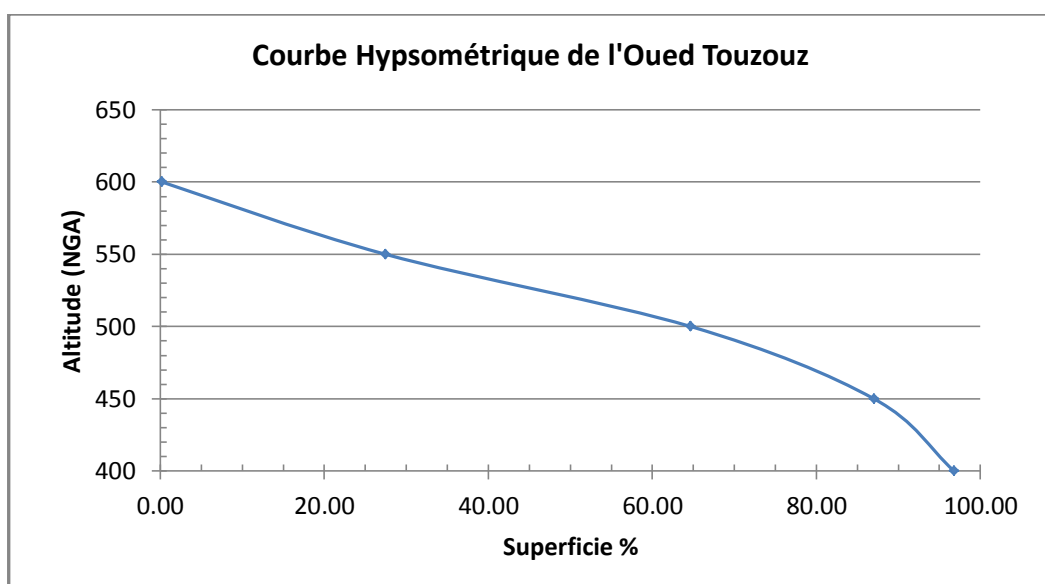
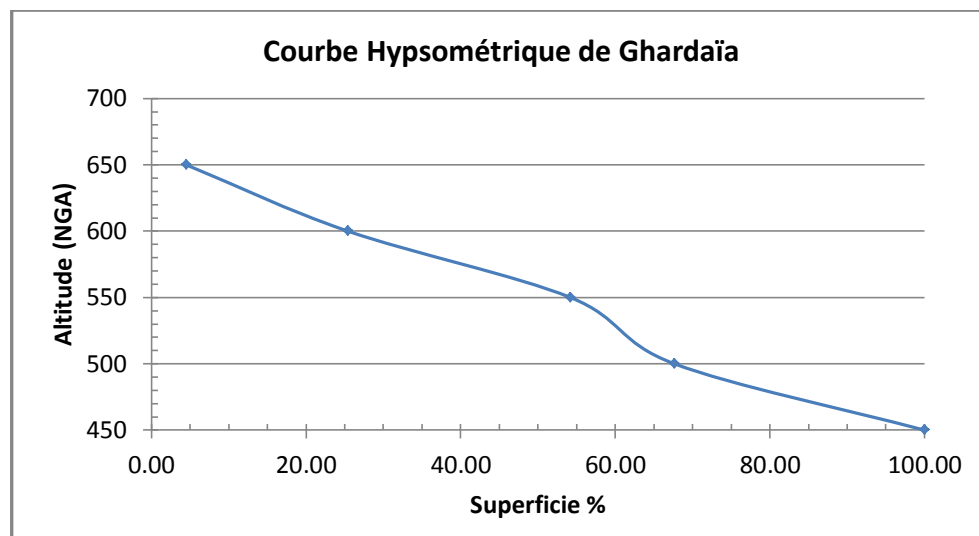


Figure III.8. Courbe hypsométrique de l'oued Touzouz

f. Sous bassin versant de Ghardaïa**Tableau III.10:** Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface partielle (%)	% des surfaces cumulées	Altitude	Valeur(m).NGA
700-650	1.75	4.48	4.48	H _{moy}	574
650-600	8.17	20.93	25.41	H _{50%}	615
600-550	11.24	28.79	54.20	H _{95%}	550
550-500	5.25	13.45	67.65	H _{5%}	700
500-450	12.63	32.35	100.00	H _{max}	660
Total	39.04	100.00		H _{min}	487

**Figure III.9.** Courbe hypsométrique de Ghardaïa**III.1.3.5. les indices de pentes****a. Indice de pente globale Ig**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du sous bassin versant et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S₁, S₂ sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S₁ et 5% soit supérieure à S₂.

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III. 6)$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

H_{5%} et H_{95%} sont respectivement Les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}.

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Indice de pente globale I_g

Sous bassin versant	I_g [m/km]
El Abiodh aval	8.51
Boubrik	7.98
El Haimeur aval	13.81
Argdeid	19.06
Oued Touzouz	10.98
Ghardaïa	19.71

La valeur de l'Indice de pente peut être utilisée directement comme paramètre de certain abaque. Ou bien on en déduit des classes du relief (Bonnard *et* Gardel, 1996)

Tableau III.12: Classe de relief selon (Bonnard *et* Gardel, 1996)

Classe de relief	I_g (m/km)	Type du bassin
R2	$2 < I_g < 5$	les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation de terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Régions de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagnes

A partir du Tableau III.12 et les six valeurs de pente globale (I_g), on peut dire que les six sous-bassins versants sont des terrains entre la plaine et la zone de collines.

b. Indice de pente de roche I_p

Il est définie par :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_{i=1}^n \sqrt{B_i * (a_i - a_{i-1})} \dots \dots \dots (II. 7)$$

L est la longueur du rectangle équivalent .

B_i est la surface du bassin versant (en %) comprise entre les altitudes a_i et a_{i-1}

Tableau III.13: Indice de pente de roche I_p

Sous bassin versant	I_p
El Abiodh aval	2.86
Boubrik	2.79
El Haimeur aval	3.83
Argdeid	4.23
Oued Touzouz	3.04
Ghardaïa	4.46

Cet indice de relief corrige le coefficient de ruissellement et permet d'évaluer les temps de montée et de base des hydrogrammes unitaires.

La classe de relief est calculée d'après la pente du rectangle équivalent du bassin versant (dont la longueur est celle des cours d'eaux ou talwegs principaux) :

$$P = \frac{Alt_{95\%} - Alt_{5\%}}{L} \dots\dots\dots (III. 8)$$

Cette pente est corrigée d'après la taille du sous bassin versant. Cette correction peut se formuler

$$P_c = \left(\frac{A}{25} \right)^{0.46} \cdot P \dots\dots\dots (III. 9)$$

Cette pente corrigée permet d'estimer l'indice de relief R selon le Tableau III.15. Il peut être calculé de manière « continue » en fonction de la pente par la formule suivante:

$$R \approx \frac{4}{3} \cdot \ln(2 \cdot P_c) \dots\dots\dots (III. 10)$$

Tableau III.14: Type de relief

Indice de relief R	Pente [m/km]		type de relief
	fourchette	moyenne	
2	2-5	3	plaine
3	5-10	7	intermédiaires
4	10-20	15	ondulations de terrain
5	20-50	25	collines

Tableau III.15: Indices de relief

Sous bassin versant	P [m/km]	Pc [m/km]	R
El Abiodh aval	8.51	10.64	4.08
Boubrik	7.98	9.29	3.90
El Haimeur aval	13.81	14.90	4.53
Argdeid	19.06	22.56	5.08
Oued Touzouz	10.98	14.61	4.50
Ghardaïa	19.71	24.19	5.17

L'étude hydrologique globale du bassin versant du M'Zab considère une classe de relief R4. Pour l'étude du bassin versant intermédiaire, seule la moitié de la correction calculée par les équations 8 à 10 sera considérée.

c. Indice de pente moyenne I_m

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

Tableau III.16: Indice de pente moyenne

Sous bassin versant	I_m (‰)
El Abiodh aval	9.56
Boubrik	8.71
El Haimeur aval	19.68
Argdeid	21.10
Oued Touzouz	12.62
Ghardaïa	22.73

d. Dénivelée spécifique D_s

La dénivelée spécifique est obtenue par la formule suivante (ORASTOM) :

$$D_s = D \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \dots\dots\dots (III. 12)$$

Avec :

D : (D= H5% - H95 %) en (m) ;

L_r : longueur de rectangle équivalent en (m) ;

l_r : largeur de rectangle équivalent en (m).

Tableau III.17: Dénivelée spécifique des bassins versants

Sous bassin versant	D_s
El Abiodh aval	54.23
Boubrik	47.05
El Haimeur aval	75.02
Argdeid	114.45
Oued Touzouz	74.91
Ghardaïa	123.14

III.1.4.Caractéristiques du réseau hydrographique**III.1.4.1.Etude du réseau hydrographique**

Le réseau hydrographique est l'ensemble des canaux de drainages naturels permanent ou temporaire, par ou s'écoulent des eaux provenant du ruissellement ou restituées par les nappes souterraines le long du lit du cours d'eau.

III.1.4.2.Ordre du bassin versant

A partir des cartes topographiques la carte du réseau hydrographique est établie. Le travail consiste à classer les cours d’eaux en cours d’ordre 1 ; 2 ; 3 suivant la classification de Schumm(Figure III.10)

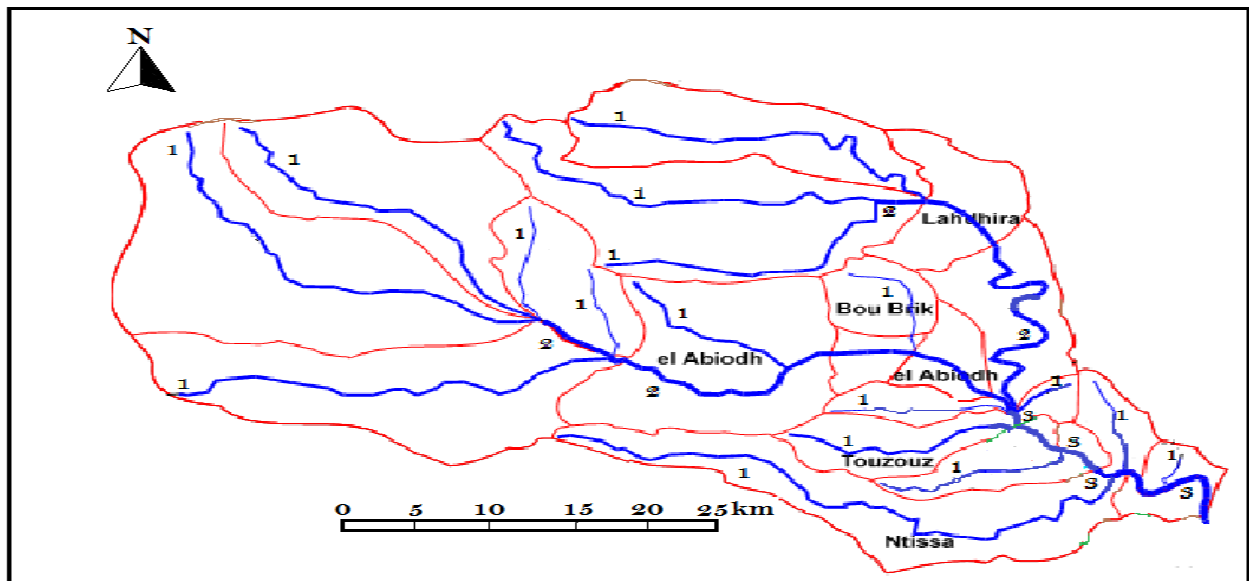


Figure III.10. Carte du réseau hydrographique

a. Densité de drainage

La densité de drainage totale est définie pour un bassin donné de superficie S comme étant la longueur totale des cours d’eau de tout ordre à la surface drainée soit :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III. 13)$$

D_d : densité de drainage totale, en Km/Km² ;

$\sum L_i$: Longueur totale de tous les cours d’eau ;

S : surface du sous BV.

Tableau III.18: Densité de drainage

Sous bassin versant	$\sum L_i$ (Km)	S(Km ²)	D_d (km/km ²)
El Abiodh aval	26.2	40.66	0.64
Boubrik	25.4	34.77	0.73
El Haimeur aval	22.6	29.51	0.77
Argdeid	21.5	36.06	0.60
Oued Touzouz	17.1	46.56	0.37
Ghardaïa	16.7	39.04	0.43

Remarque :

Il est à noter que quel que soit l'ordre des oueds, il y a toujours une incertitude due soit à la fidélité du cartographe, soit à la période (été ou hiver) à laquelle la carte a été faite, car les travaux peuvent faire disparaître certains affluents d'ordre 1 et plus l'échelle devient trop petite, plus les cours d'eau risquent d'être séparés.

b. Densité des thalwegs élémentaires

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III. 14)$$

Avec :

N_1 c'est le nombre des thalwegs d'ordre 1.

Tableau III.19: Densité des thalwegs élémentaires

Sous bassin versant	F_1
El Abiodh aval	0.197
Boubrik	0.230
El Haimeur aval	0.271
Argdeid	0.222
Oued Touzouz	0.172
Ghardaïa	0.205

c. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d * F_1 \dots\dots\dots (III. 15)$$

$$F_1 = N_1 / S \dots\dots\dots (III. 16)$$

Avec:

D_d : Densité de drainage;

N_1 : Nombre des talwegs d'ordre 1;

S : Surface du sous bassin versant.

Tableau III.20: Coefficient de torrentialité

Sous bassin versant	$S(Km^2)$	C_t
El Abiodh aval	40.66	0.127
Boubrik	34.77	0.168
El Haimeur aval	29.51	0.208
Argdeid	36.06	0.132
Oued Touzouz	46.56	0.063
Ghardaïa	39.04	0.088

d. Longueur moyenne des bassins versants

$$Li = \frac{L}{2 * Dd} \dots\dots\dots (III. 17)$$

L c'est la longueur du rectangle équivalent en Km.

Tableau III.21: Longueur moyenne des bassins versants

Sous bassin versant	Li
El Abiodh aval	12.50
Boubrik	12.10
El Haimeur aval	5.67
Argdeid	7.00
Oued Touzouz	22.32
Ghardaïa	8.90

III.1.4.3. Le 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 le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

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

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a)) \dots\dots\dots (III. 18)$$

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

On procède à son estimation par les méthodes suivantes :

a. Formule empirique Algérienne (Saadi et Tamani)

$$T_c = 0.0055 * S + 0.1657 * L + 0.0078 * D_H + 0.821 \dots\dots\dots (II. 19)$$

T_c : temps de concentration en (Heure).

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

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

D_H : La différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant (m).

b. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0.87L_p^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.385} \dots\dots\dots (III. 20)$$

Où :

L_p : longueur du cours d'eau principal en (Km);

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m);

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

c. Formule de KIRPICH (Chow, 1964)

$$T_c = 0.00195 \cdot L^{0.77} \cdot I^{-0.385} \dots\dots\dots (III. 21)$$

T_c : en minutes.

L : Distance d'écoulement (distance entre l'exutoire et le point du bassin qui en est le plus éloigné) en Km.

I : Pente moyenne entre l'exutoire et le point du bassin le plus éloigné en m/m.

Et on a ;

Tableau III.22: Temps de concentration

Sous bassin versant	a	b	c	Moyenne
El Abiodh aval	3.86	2.59	10.93	5.79
Boubrik	3.14	1.77	8.13	4.35
El Haimeur aval	3.61	2.27	12.16	6.01
Argdeid	3.28	1.75	11.65	5.56
Oued Touzouz	4.01	2.32	11.85	6.06
Ghardaïa	3.88	2.55	15.11	7.18

Commentaire

Le temps de concentration évalués avec ces formules sont sensiblement différents. En fait, le temps d'écoulement à travers le bassin, et notamment dans l'oued même, varient en fonction de la hauteur d'eau dans celui-ci, c'est-à-dire de l'importance de la crue.

Les résultats obtenus par différentes formules ne sont pas similaires, pour cela on prend le temps de concentration obtenue par Saadi *et* Tamani (**a**) car elle est proche de la moyenne et elle nous donne le temps de concentration le plus faible, pour avoir la vitesse d'écoulement la plus élevée (alors le cas d'écoulement le plus défavorable).

III.1.4.4. Vitesse moyenne de ruissellement

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (III. 22)$$

L= Longueur du cours d'eau principal (Km);

T_c = temps de concentration en (Heure).

Les résultats de la vitesse moyenne de ruissellement dans le Tableau III.23.

Tableau III.23:La vitesse de ruissellement

Sous bassin versant	Vr
El Abiodh aval	2.11
Boubrik	1.73
El Haimeur aval	2.22
Argdeid	1.86
Oued Touzouz	2.25
Ghardaïa	2.19

Les caractéristiques hydromorphométriques des sous-bassins versants sont présents dans le Tableau III.25

Tableau III.25: Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants

caractéristiques	Unité	El Abiodh aval	Boubrik	El Haimeur aval	Argdeid	Oued Touzouz	Ghardaïa
Surfaces	(Km ²)	40.66	34.77	29.51	36.06	46.56	39.04
périmètres	(Km)	37	39	24	25.15	38.2	25.3
Longueurs de R-E	(Km)	16.11	17.67	8.69	8.34	16.4	7.61
Largeurs de R-E	(Km)	2.52	1.97	3.4	4.32	2.84	5.13
H _{moyenne}	m	602	625	605	582	598	574
H _{médiane}	m	525	630	580	519	510	615
H _{95%}	m	508	552	524	440	410	550
H _{5%}	m	645	693	644	599	590	700
H _{max}	m	685	702	690	670	701	660
H _{min}	m	519	548	519	494	494	487
Indice de pente globale Ig	(m/km)	8.51	7.98	13.81	19.06	10.98	19.71
la densité de drainage Dd	(Km/m)	0.64	0.73	0.77	0.6	0.37	0.43
longueurs des cours d'eau principale	(Km)	13.1	9.2	11.8	9.5	12.8	13.1
pentés moyennes des cours d'eau principal	(%)	9.56	8.71	19.68	21.1	12.62	22.73
Temps de concentration	(heur)	6.2	5.33	5.31	5.1	5.7	5.98
vitesse moyenne ruissellement	(Km/h)	2.11	1.73	2.22	1.86	2.25	2.19

III.1.5.Situation climatologique

L'Atlas climatologique national fournit de nombreuses informations concernant Ghardaïa : altitude d'observation : 493 m et période de 1975 à 1984 (10 ans). Les principales sont reprises ci-après.

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat. La région de Ghardaïa est typiquement Saharien, se caractérise par deux saisons : une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre tempérée (d'octobre à mars) et une grande différence entre les températures de l'été et de l'hiver. On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre de 3000mm par an et une faible hauteur de pluies avec une moyenne de précipitations de 70mm/an.

III.1.5.1.Etat de l'atmosphère

Tableau III.26: Etat de l'atmosphère

Nombre moyen de jours dans l'année avec :		
Pluie.....	31 à 32	jours
Orages.....	6 à 7	jours
Brume ou brouillard	12 à 13	jours
Jours complets sans insolation.....	3 à 4	jours
Vents soulevant la poussière :		
- à faible hauteur.....	49	jours
- avec troubles de visibilité.....	3 à 4	jours
- en tempête	3 à 4	jours

Source (O.N.M)

III.1.5.2.Températures

En Algérie. La présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara. Est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

L'analyse d'une série d'observation statistique enregistrée au niveau de la wilaya de Ghardaïa, sur une période d'observation de 46 ans, a fait ressortir que la température moyenne mensuelle enregistrée, est de 22°C, comme il est indiqué dans le tableau ci-dessous:

Températures Minima et maxima par mois ;

a) pour la journée moyenne de la période d'observation

b) relevés dans toute la période d'observation.

- Les valeurs sont arrondies.

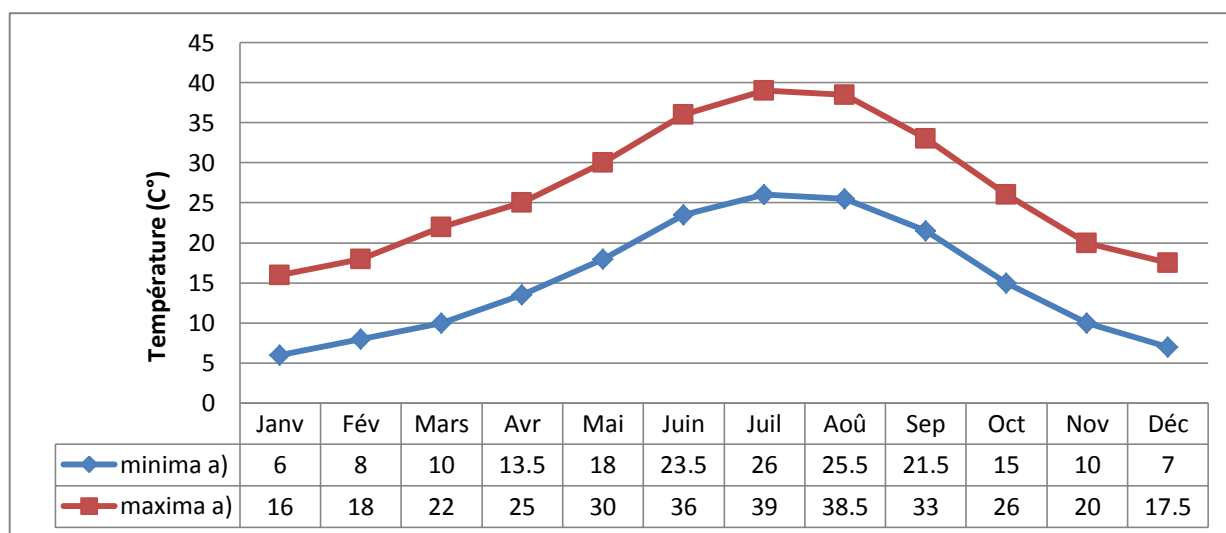


Figure III.11. Températures minimales et maximales

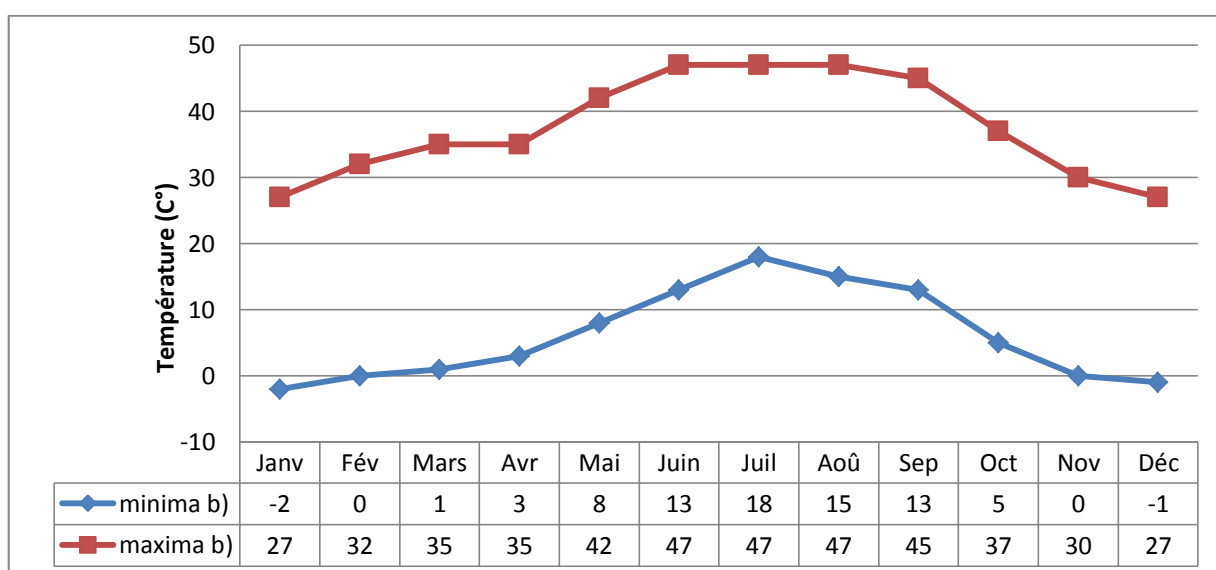


Figure III.12. Températures minimales et maximales

On remarque les fortes variations diurnes de température qui atteignent 10° à 13° dans la journée moyenne de tout un mois.

III.1.5.3. Humidité de l'air

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse de mois de juin au mois de juillet et il y a une période humide qui est en automne et en hivers (cf. Figure III.13).

Humidité : pour une journée moyenne d'un mois donné;

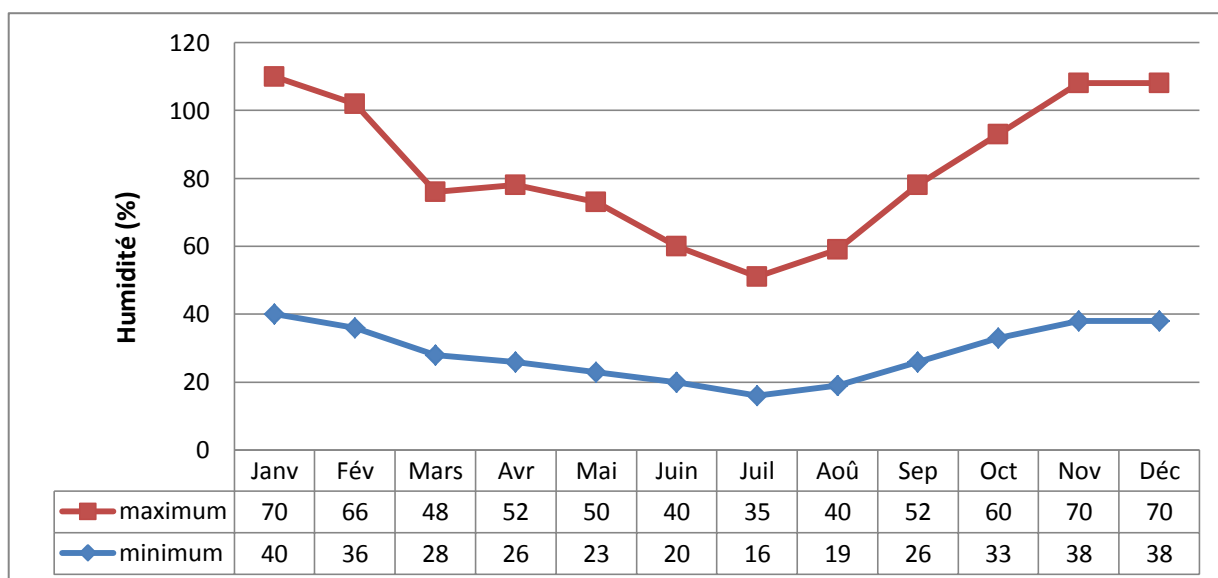


Figure III.13. Humidité relative

III.1.5.4. Evaporation

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'Atlas climatologique national pour la période d'observation) sont les suivantes :

Evaporation : minima et maxima pour la moyenne de 5 jours consécutifs d'un mois donné.

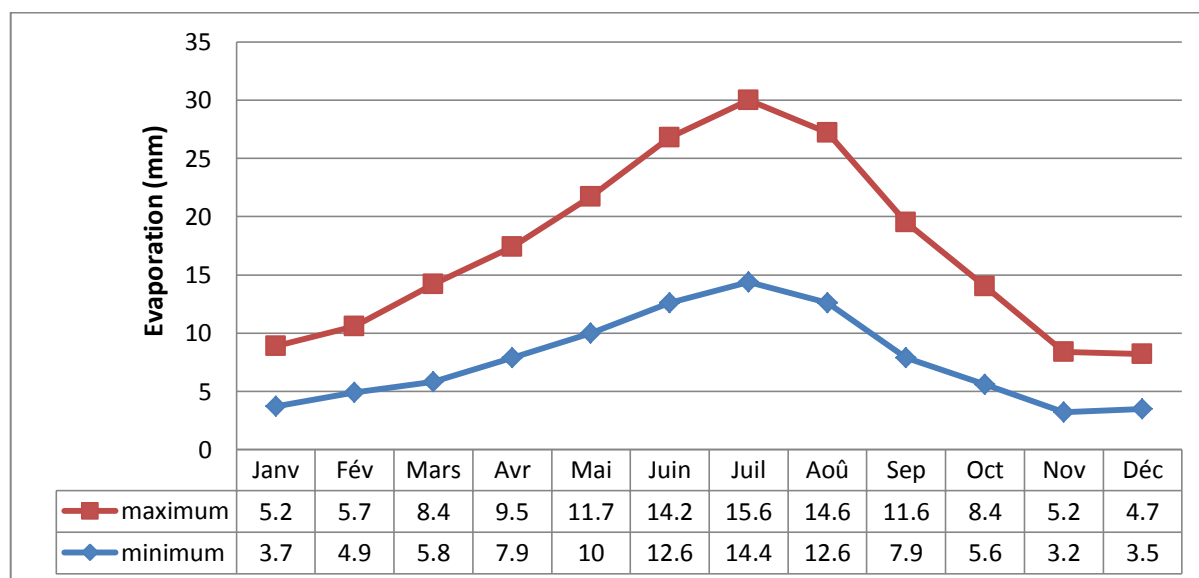


Figure III.14. répartition de l'évaporation

La quantité d'eau évaporée dans la région de Ghardaïa est influencée par le degré de température et l'intensité de vent et les précipitations, elle augmente quand ceux-ci augmentent et vice versa (cf. Figure III.14).

L'évaporation des plans d'eau à ciel ouvert (E) peut être déterminée par la formule de (Boutoutaou, 1995). Appropriée aux conditions climatiques du sud de l'Algérie (zones arides et semi-arides) et exprimée par la relation suivante :

$$E=0,403*n*D*0,73*[1+0,39*V] \dots\dots\dots (III. 23)$$

E : Evaporation des surfaces libres d'eau en mm ;

n : Nombre de jours (n =30 pour les calculs mensuels et n =1 pour les calculs journaliers de l' évapotranspiration E) ;

V : Vitesse du vent, (moyenne mensuelle) m/s ;

D : Déficit de saturation de l'air. mbar (millibars), donné par la relation suivante.

$$D = 0.0632 * (H - 100)e^{0.0632(t)} \dots\dots\dots (III. 24)$$

H: Humidité moyenne mensuelle de l'air en %.

t : température moyenne mensuelle de l'air en °C.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.27

Tableau III.27: Répartition mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation (1964/2010)

caractéristique	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aoû	sept	oct	nov	déc
Nombre de jours	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Température °C	10.9	13.2	16	19.8	24.9	30.2	33.2	32.9	28.2	22.1	15.6	11.7
Humidité H(%)	57	49	44	37	32	28	24	26	37	46	55	59
Déficit de saturation de l'air (mbar)	5.4	7.4	9.7	13.9	20.7	30.7	39.2	37.4	23.7	13.8	7.6	5.4
Vitesse du vent, (m/s)	3.7	4	4.4	4.8	4.5	4.4	3.7	3.4	3.5	3.2	3.1	3.5
Evaporation,E(mm)	40.2	156.0	240.3	352.3	520.1	735.9	873.4	793.4	494.7	282.9	148.2	116.5

La répartition mensuelle de l'évaporation est présentée dans la Figure III.15

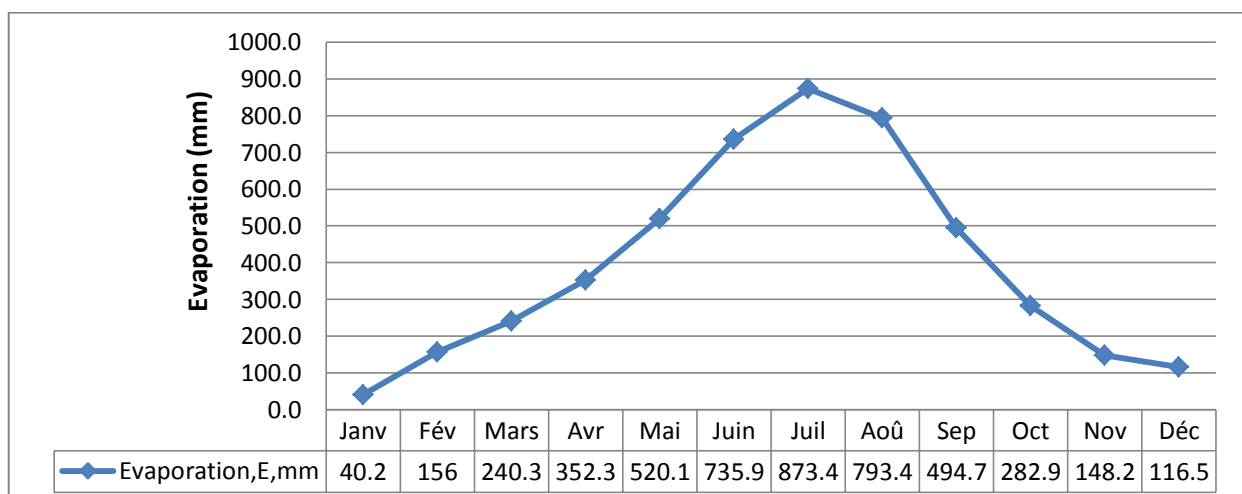


Figure III.15. Répartition mensuelle de l'évaporation sur une période d'observation (1964/2010)

La valeur annuelle de l'évaporation est représentée par la somme des évaporations mensuelles :

$$E = 4753.76 \text{ mm / an}$$

III.1.5.5.Ensoleillement

Les valeurs moyennes mensuelles de l'ensoleillement au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'atlas climatologique national pour la période d'observation) sont dans laFigure III.16.

Source(O.N.M)

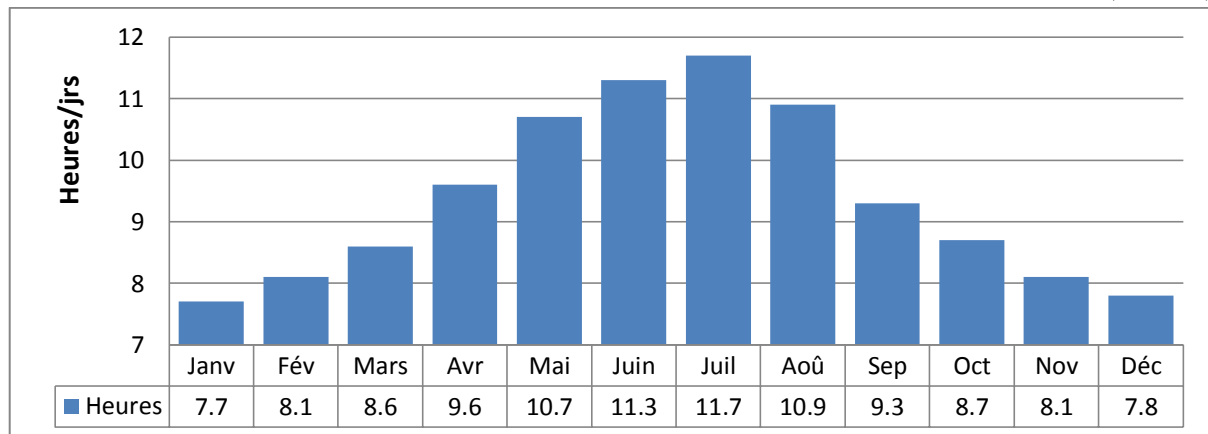


Figure III.16.Ensoleillement moyen mensuel

III.1.6.Etude pluviométrique

L'étude des averses revêt une importance capitale en hydrologie non seulement dans le dimensionnement des ouvrages en assainissement urbain et rural mais aussi dans l'étude des crues et la construction des hydrogrammes probables. La connaissance de la pluie maximale probable est indispensable voir obligatoire pour la détermination du ruissellement.

Mais le bassin versant de l'oued Lahdira ne dispose d'aucune station hydrométrique. A cet égard, les données pluviométriques utilisées sont celle de la station de Ghardaïa; l'unique station de la région, qui a son actif 89 années d'observation pour les pluies maximales journaliers et 83 années d'observation pour les pluies annuelles.

La région connaît des précipitations aléatoires et orageuses provoquant la plupart du temps des crues très importantes.

Les séries mises à notre disposition sont homogènes et indépendantes d'après le test d'homogénéité et de l'indépendance.

III.1.6.1.Analyse des données pluviométriques

Les précipitations ont été étudiées sur la base des données disponibles et de nombreux résultats statistiques, notamment les pluies journalières à Ghardaïa. Il s'agit notamment des

résultats statistiques de Dubief, des bulletins décennaux de l'Office national de météorologie d'Algérie (O.N.M), des pluies journalières sur diverses périodes pour la station précitée. Les pluies horaires ne sont disponibles pour Ghardaïa que sur les dernières années.

La crue exceptionnelle du 2 juin 1991, ne correspond qu'à une pluie de 7,3 mm à Ghardaïa. Cette faible hauteur indique que l'averse, qui a dû être violente par ailleurs, n'a fait qu'effleurer la ville. Cet exemple d'événement confirme la représentativité parfois limitée de la station de référence pour l'ensemble du bassin, en raison de la distribution spatiale hétérogène de certains épisodes pluvieux. Ghardaïa se révèle être une des stations sahariennes où les pluies journalières sont les plus fortes.

Il existe peu d'observations hydrologiques sur bassin versant réalisées sous une pluviométrie annuelle moyenne de 70 à 100 mm.

III.1.6.2. Pluie moyenne annuelle

Avant d'évaluation les précipitations sur le bassin versant nous avons analysée les données disponibles à la station pluviométrique. L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de la station pluviométrique de Ghardaïa.

L'ensemble des données pluviométriques de base est mis à notre disposition par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (A.N.RH) et l'Office National de la Météorologie (O.N.M). Ces données sont des enregistrements durant 89 années de la station de Ghardaïa.

Tableau III.28: Caractéristiques principales de la station pluviométrique de Ghardaïa

Code de la station	coordonnées				Altitude (m)	Mise en service	Années d'observations
130427	géographique		Lambert		493,00	Depuis 1914	89
	X (degré)	Y (degré)	X(m)	Y(m)			
	03°41'14"	32°29'30'	592749	211213			

Source (O.N.M)

Les pluies maximales journalières de la station 130427 sont données dans le tableau I respectivement de l'annexe I.

III.1.6.3. Répartition des pluies annuelles

Afin de déterminer la répartition de la pluie dans l'année. Nous avons adopté la répartition de la pluie moyenne annuelle de Ghardaïa.

Par ailleurs, Comme l'indique la Figure III.17 la distribution mensuelle est légèrement différente. Nous pouvons conclure que l'emplacement de la station de Ghardaïa est convenable pour l'étude des précipitations pour les bassins d'étude.

Notons cependant, qu'il y a une grande variabilité d'un mois à un autre.

La pluviosité annuelle moyenne et sa répartition mensuelle pour la station de Ghardaïa sont représentées dans le graphe de la Figure III.17.

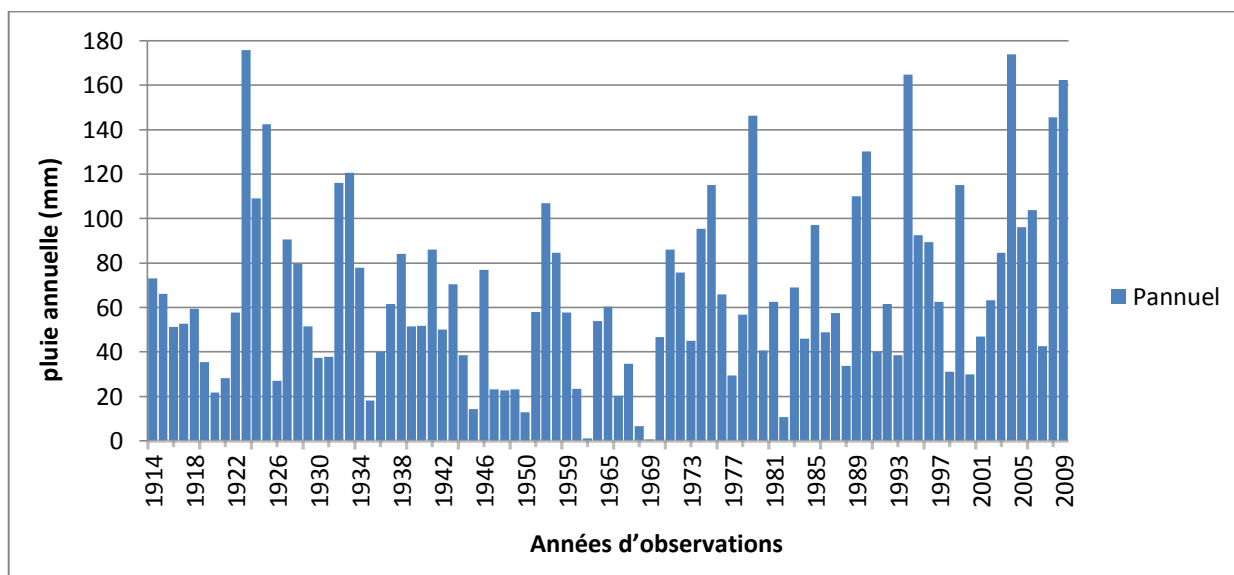


Figure III.17.Répartition des pluies annuelles de 1914 à 2009

III.1.6.4.Répartition des pluies moyennes mensuelle

Tableau III.29: Répartition des pluies moyennes mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Pluie (mm)	7.3	6.33	9.17	5.57	9.68	4.13	7.64	6.42	4.28	3.16	0.77	1.52	65.97
pluie (%)	11.07	9.60	13.90	8.44	14.67	6.26	11.58	9.73	6.49	4.79	1.17	2.30	100.00

Source (O.N.M)

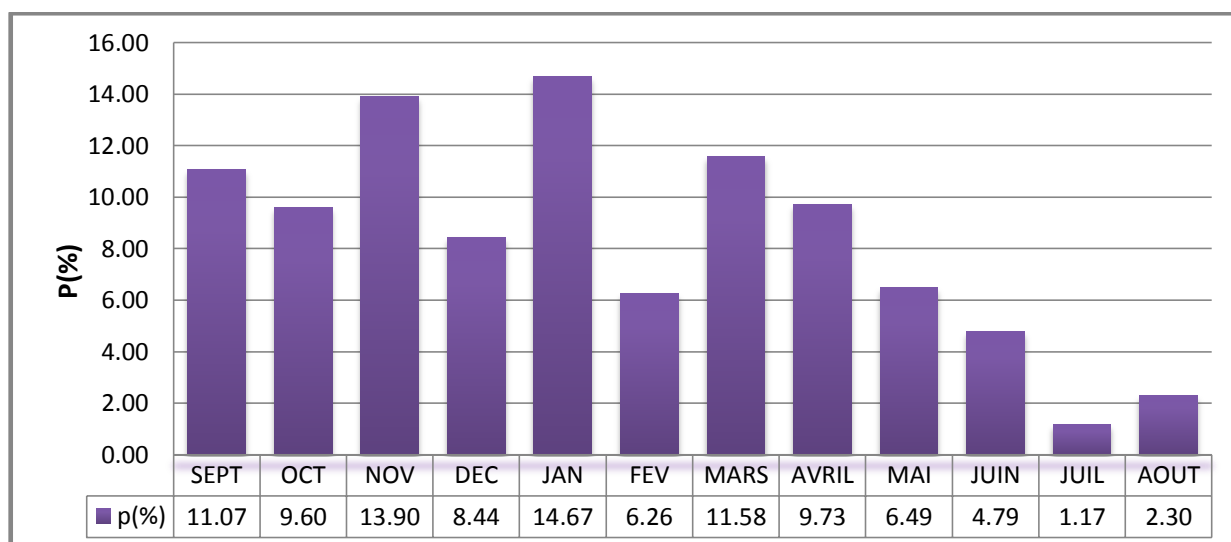


Figure III.18. Répartition des pluies moyennes mensuelle

III.1.6.5. Variabilité de la Pluie annuelle dans l'espace Selon la carte de pluviométrie moyenne

La carte de pluviométrie moyenne du nord d'Algérie et du Sahara (cf. Figure III.19), sur la période 1926-1950, permet de situer Ghardaïa et les sous bassins du M'Zab dans une pluviométrie moyenne annuelle qui varie de 50 à 100 mm. Selon cette carte, la variation de la pluviométrie moyenne annuelle à l'échelle du Bassin versant du M'Zab n'est pas importante.

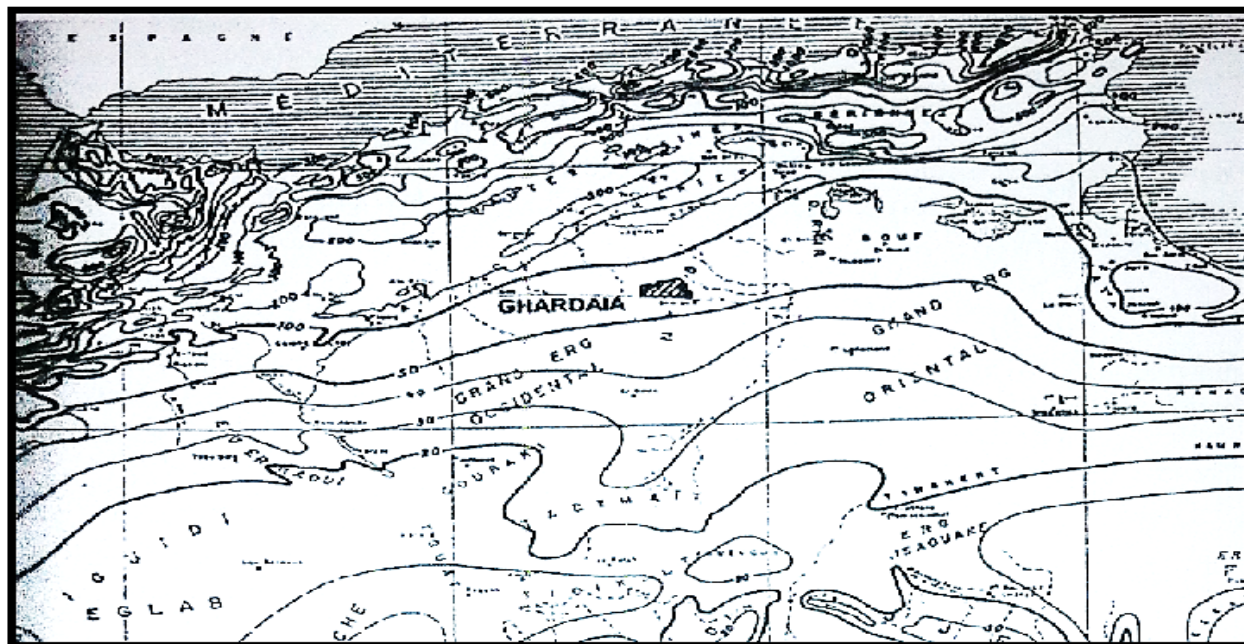


Figure III.19. Carte de la pluviométrie moyenne annuelle du nord d'Algérie et du Sahara (Dubief, 1963)

III.1.6.6. Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger la population.

III.1.7. Etude précipitations**III.1.7.1. Les précipitations maximales journalières**

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau III.30: Caractéristiques empiriques de la série

Les caractéristiques	Les valeurs
Nombre d'observations	89
Minimum	0,7
Maximum	101
Moyenne	28,29
L'écart type	18,65
Médiane	23,6
Le coefficient de variation (C_v)	0.659
Le coefficient d'asymétrie (C_s)	1,143

III.1.7.2. L'ajustement des précipitations

C'est l'opération qui nous permettra de déterminer les quantiles ou les valeurs extrêmes à l'aide d'une loi de probabilité nécessaire à l'évaluation des apports pour le dimensionnement de notre ouvrage. Cela passe obligatoirement par le calcul des caractéristiques empiriques et la fréquence expérimentale.

III.1.7.3. Choix de la loi d'ajustement

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée. L'analyse fréquentielle fait appel à diverses techniques statistiques et constitue une filière complexe qu'il convient de traiter avec beaucoup de rigueur. Pour cela on opte pour les modèle fréquentielle suivant en utilisant le logiciel HYDROGNOMON :

Plusieurs types de lois peuvent être utilisés, mais le plus souvent, on retiendra une distribution de ;

- Loi Weibull
- GEV
- Loi Gumbel

La loi à retenir doit être la plus adéquate à notre série mais aussi la plus simple et celle qui fait intervenir un minimum de paramètre.

a. Ajustement à la loi Weibull

sous une forme simplifiée C'est une loi exponentielle à deux paramètres.

Fonction de distribution :

$$F(x) = \frac{c}{\alpha} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{c-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^c\right] \dots\dots\dots (II. 25)$$

Cette fois l'estimation des paramètres ρ et p n'est plus aussi simple et diffère selon qu'on utilise l'estimateur des Moments ou du Maximum de Vraisemblance.

Tel que ;

$$\alpha = 31.4521$$

$$c=1.54922$$

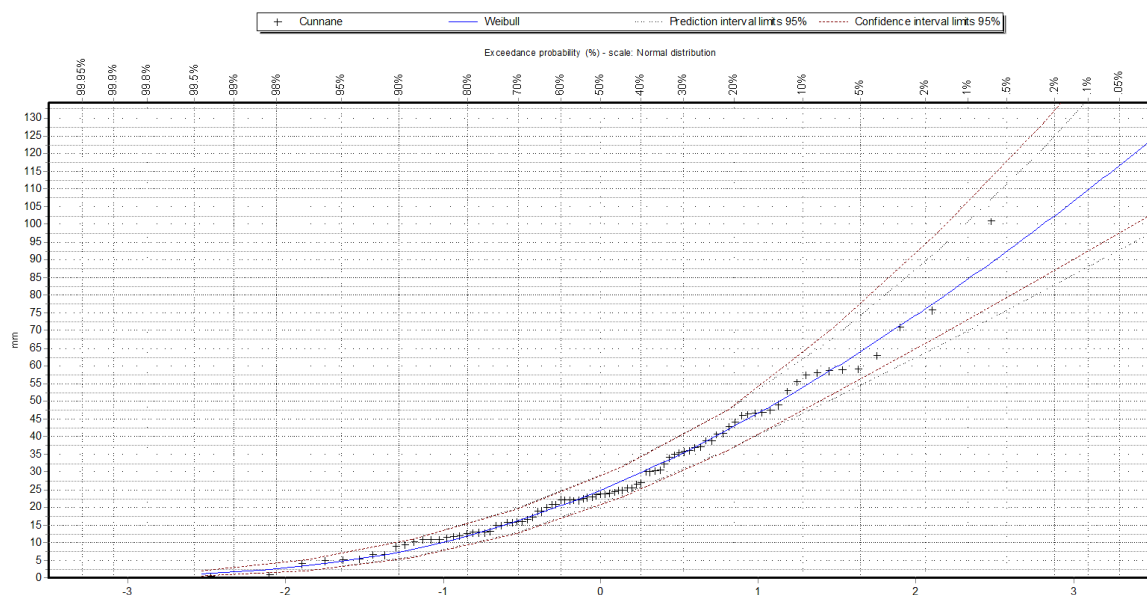


Figure III.20.Représentation graphique de l'ajustement à la loi Weibull.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.31: Ajustement à la loi Weibull

T (période de retour)	Probabilité (ND)	Précipitation	Intervalle de confiance	
500.0	99.80	102.442	82.9366	125.030
300.0	99.67	97.0265	79.0847	117.620
200.0	99.50	92.4048	75.7815	111.537
100.0	99.00	84.3980	69.9183	100.738
50.0	98.00	75.9512	63.5968	89.4529
20.0	95.00	63.9166	54.3979	74.2329
10.0	90.00	53.9184	46.4548	62.0090
5.0	80.00	42.7754	37.0901	48.6388
3.0	66.67	33.4214	29.0709	38.6217
2.0	50.00	24.8152	21.2388	29.1674

b. Ajustement à la L Moments Gev max

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est la synthèse de trois fonctions de distribution que l'on a souvent employées en hydrologie, cette distribution à trois paramètres fonction de distribution de la loi de GEV s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k(x-u)}{\alpha} \right]^{\frac{1}{k}-1} \exp \left\{ -1 \left[1 - \frac{k(x-u)}{\alpha} \right]^{1/k} \right\} \dots\dots\dots (III.26)$$

Tel que ; $\alpha = 13,8179$

$u = 19,4661$

$k = -0,0586307$

Tableau III.32: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de Gev.

T (période de retour)	Probabilité (ND)	Précipitation	Intervalle de confiance	
500.0	99.80	122.969	189.069	81.7252
300.0	99.67	113.157	166.248	77.9922
200.0	99.50	105.225	149.166	74.6837
100.0	99.00	92.3938	123.656	68.8143
50.0	98.00	80.0284	101.589	62.3127
20.0	95.00	64.2918	76.9895	52.6657
10.0	90.00	52.7066	61.1281	44.4948
5.0	80.00	41.1344	46.9813	35.4618
3.0	66.67	32.2819	36.7792	27.5291
2.0	50.00	24.5890	28.3588	20.8024

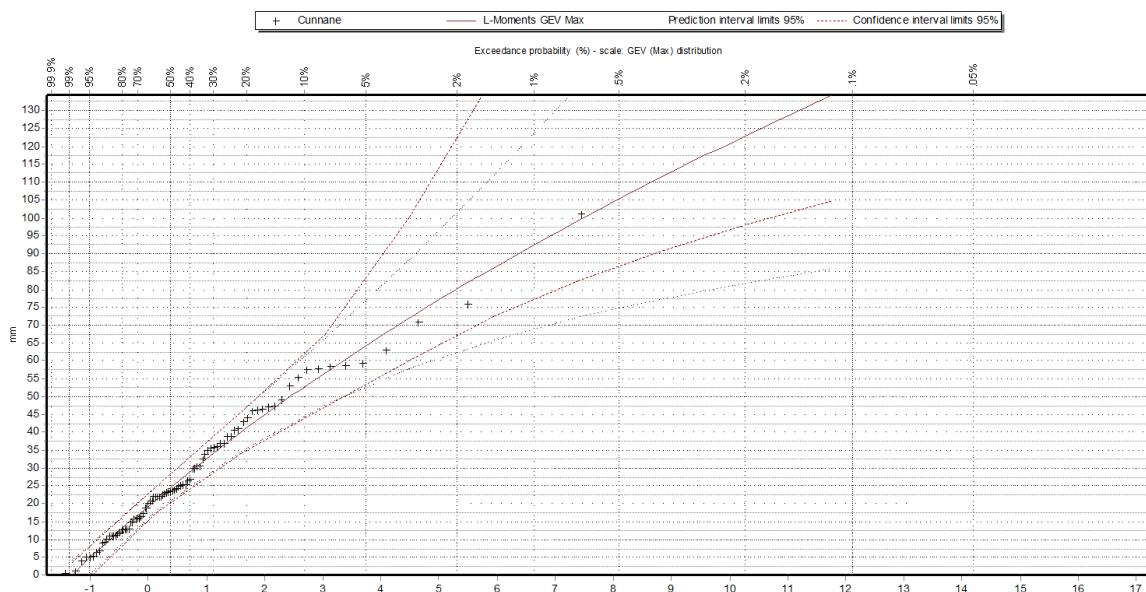


Figure III.21. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de L Moments Gev max

c. Ajustement à la loi Gumbel

La distribution GEV se réduit à la distribution Gumbel lorsque $k=0$, dont on se sert également beaucoup, elle a été conçue de façon à décrire les valeurs extrêmes d'un ensemble d'échantillon d'une population donnée telles les précipitations. La fonction de distribution de probabilités est :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{a}}} \dots\dots\dots (III. 27)$$

Tel que :

x_0 : paramètre de position (mode) ;

a : paramètre d'échelle (gradex).

Avec :

$$y = \frac{x-u}{\alpha} \quad \text{Et} \quad y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

D'où La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha}y + u \dots\dots\dots (III. 28)$$

Avec « α » et « u » paramètres d'ajustement. On trouve ;

$$\alpha = 14.5378$$

$$u = 19.8979$$

Tableau III.33: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajustement à la loi de GUMBEL

T (période de retour)	Probabilité (ND)	Précipitation	Intervalle de confiance	
500.0	99.80	110.262	131.050	91.5020
300.0	99.67	102.970	122.126	85.6499
200.0	99.50	96.9145	114.737	80.7717
100.0	99.00	86.7971	102.395	72.6240
50.0	98.00	76.6427	90.0103	64.4541
20.0	95.00	63.0919	73.5502	53.4694
10.0	90.00	52.6230	60.9064	44.9180
5.0	80.00	41.7092	47.8634	35.8986
3.0	66.67	33.0253	37.7023	28.5642
2.0	50.00	25.2252	29.1527	21.4903

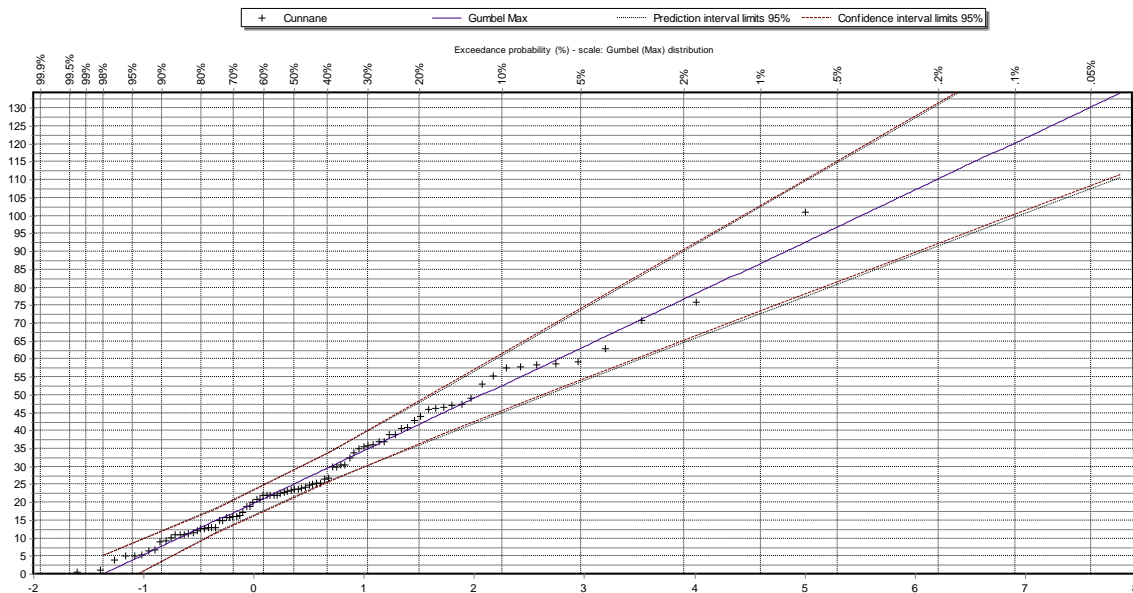


Figure III.22. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL

III.1.7.4. Inspection visuelle de la distribution

Cette procédure permet, dans ce cas, de vérifier la qualité de l'ajustement des fonctions et notons qu'une estimation juste des valeurs extrêmes demande un bon ajustement de la partie supérieure du graphique, qui correspond aux probabilités cumulées élevées.

En interprétant la figure si dessous on voit bien que la distribution la plus adapté avec l'échantillon c'est la distribution Gumbel max, et plus au mois la loi L-Moments GEV Max et Weibull.

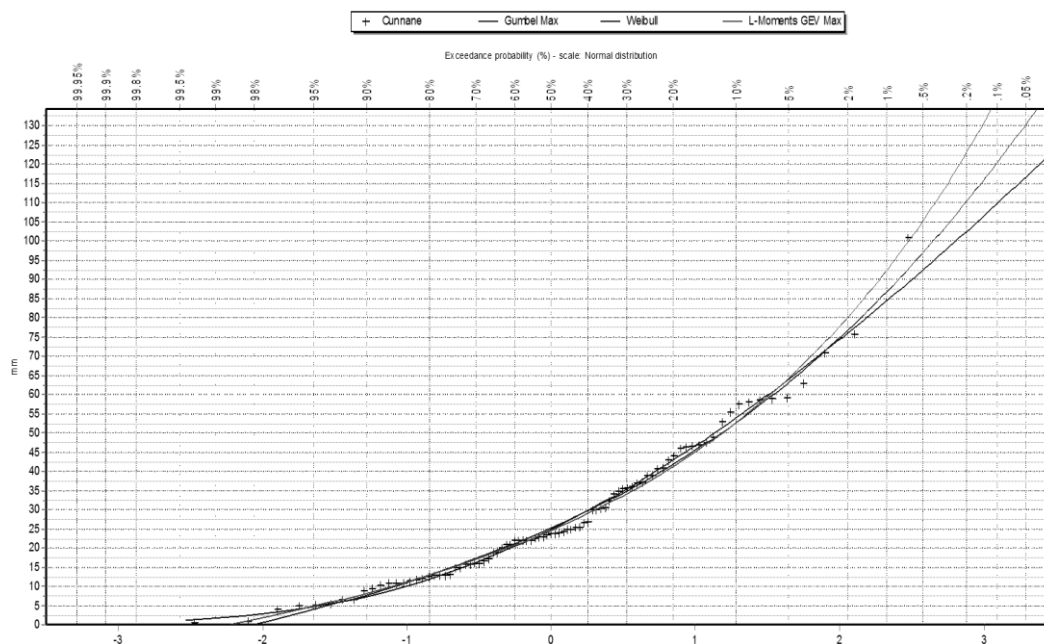


Figure III.23. représentation graphique des trois lois de distribution

Dans les trois graphiques précédents on voit une coïncidence parfaite entre les probabilités théoriques et expérimentales et un regroupement des points dans l'intervalle de confiance, lors de l'application des trois lois Gumbel Max, L-Moments GEV Max et Weibull.

III.1.7.5. Inférence statistiques

Ces méthodes ont pour but d'évaluer l'importance de l'écart entre les fréquences empiriques des valeurs observées et les fréquences théoriques obtenues à partir d'une fonction de répartition choisie, ainsi elles nous aident à déterminer le rejet ou l'acceptation de la fonction de distribution de probabilité ce que appelle inférence statistique. Pour cela on utilise les tests du Khi-deux et de Kolmogorov-Smirnov (K-S).

a. Test de Khi-deux

Tableau III.34: Test de khi-deux

	a=5%	Pearson- para
Loi Weibull	ACCEPT	10.8876
Loi Gumbel Max	ACCEPT	10.2135
Loi L Moments Gev max	ACCEPT	10.2135

a : le risque ;

Pearson- para : paramètre de forme.

b. Test de Kolmogorov-Smirnov

Tableau III.35: Test kolmogorov-smirnov

	a=1%	a=5%	a=10%	D _{max}
Loi Weibull	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.06732
Loi Gumbel Max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.07600
Loi L Moments Gev max	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	0.06050

Constatations :

La loi de Gumbel, convient à la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels. Il est à remarquer que plus le nombre de paramètres d'une loi est grand, plus l'incertitude dans l'estimation est importante ce qui est le cas pour Gumbel elle a deux paramètres, ainsi les résultats favorable des tests d'adéquation va permettre à la distribution Gumbel de sortir gagnante de la compétition du choix du modèle adéquat d'ajustement.

Tableau III.36: Pluie maximale journalière fréquentielle, Station Ghardaïa

Période de retour T (ans)	10	20	50	100
Pmaxj (mm)	52.623	63.092	76.642	86.797

III.1.7.6. Pluies de courtes durées et courbes HDF-IDF

Pour mieux caractériser l'écoulement fluvial extrême ayant trait aux crues, il faut descendre à l'échelle des pluies horaires pour une analyse complète des phénomènes avers-crués, dans le bassin. L'estimation des pluies de courtes durées par dépouillement et calage de la pluviométrie locale n'est pas possible en raison d'insuffisance de données.

Donc en l'absence des données suffisantes, des formules empiriques pour l'estimation des pluies de courte durée sont utilisées.

Il a été procédé, dans cette section, à l'estimation des pluies de courtes durées pour une probabilité donnée par deux formules empiriques:

- La formule de Bennour (1993);
- La formule de Montanari.

a. Pluies de courtes durées selon la formule de Bennour (1993)

Bennour (1993) utilise une relation « développée pour les régions sahariennes », donnant la hauteur de pluie de fréquence donnée pour une durée donnée :

$$P_{t, p\%} = P_{\max, p\%} * 0,55 * t^{0,25} \dots\dots\dots (III. 29)$$

Où :

$P_{\max, p\%}$: Pluie maximale journalière de probabilité donnée;

$P_{t, p\%}$: Pluie de courte durée de probabilité donnée;

t : est la durée en heure.

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{\max, p\%}}{t} \dots\dots\dots (III. 30)$$

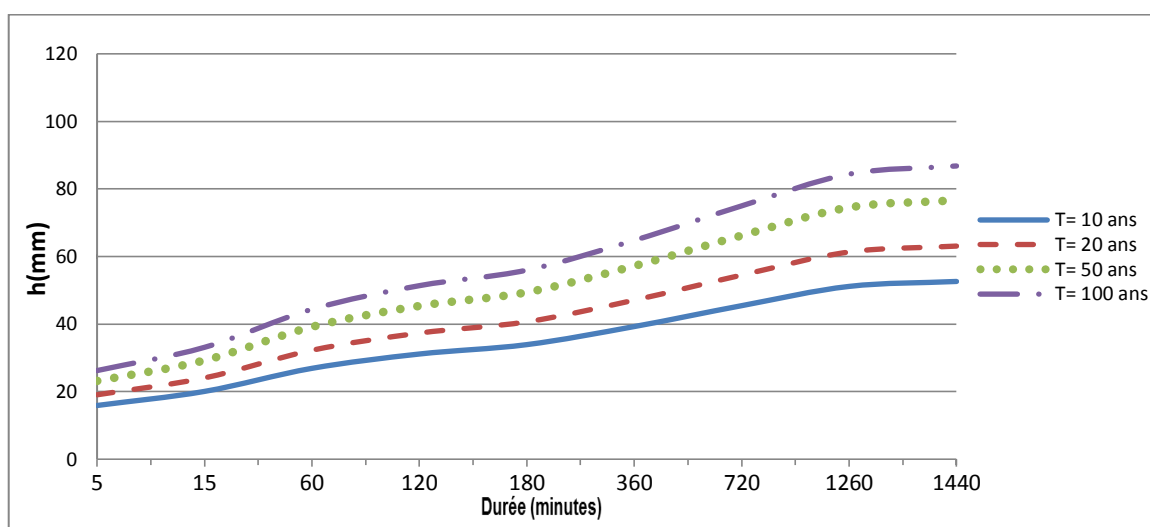
Les hauteurs et les intensités de pluies de courtes durées obtenues par application de la formule de Bennour sont données dans le Tableau III.37.

Les courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence) sont représentées dans la Figure III.24.

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) sont représentées dans la Figure III.25.

Tableau III.37: Hauteurs et intensités de pluies de courtes durées obtenues par l'application de la formule de Bennour station de Ghardaïa

Durée t (heures)	Durée t (minutes)	Période de retour T (ans)							
		10		20		50		100	
		h (mm)	Intensité (mm/h)	h (mm)	Intensité (mm/h)	h (mm)	Intensité (mm/h)	h (mm)	Intensité (mm/h)
0.083	5	15.53	187.17	18.63	224.40	22.63	272.60	25.62	308.72
0.25	15	20.47	81.86	24.54	98.15	29.81	119.23	33.76	135.02
1	60	28.94	28.94	34.70	34.70	42.15	42.15	47.74	47.74
2	120	34.42	17.21	41.27	20.63	50.13	25.06	56.77	28.39
3	180	38.09	12.70	45.67	15.22	55.48	18.49	62.83	20.94
6	360	45.30	7.55	54.31	9.05	65.97	11.00	74.71	12.45
12	720	53.87	4.49	64.58	5.38	78.46	6.54	88.85	7.40
21	1260	61.96	2.95	74.28	3.54	90.24	4.30	102.19	4.87
24	1440	64.06	2.67	76.80	3.20	93.30	3.89	105.66	4.40

**Figure III.24.** Courbes Hauteur-Durée-Fréquence (Station de Ghardaïa) obtenues par l'application de la formule de Bennour

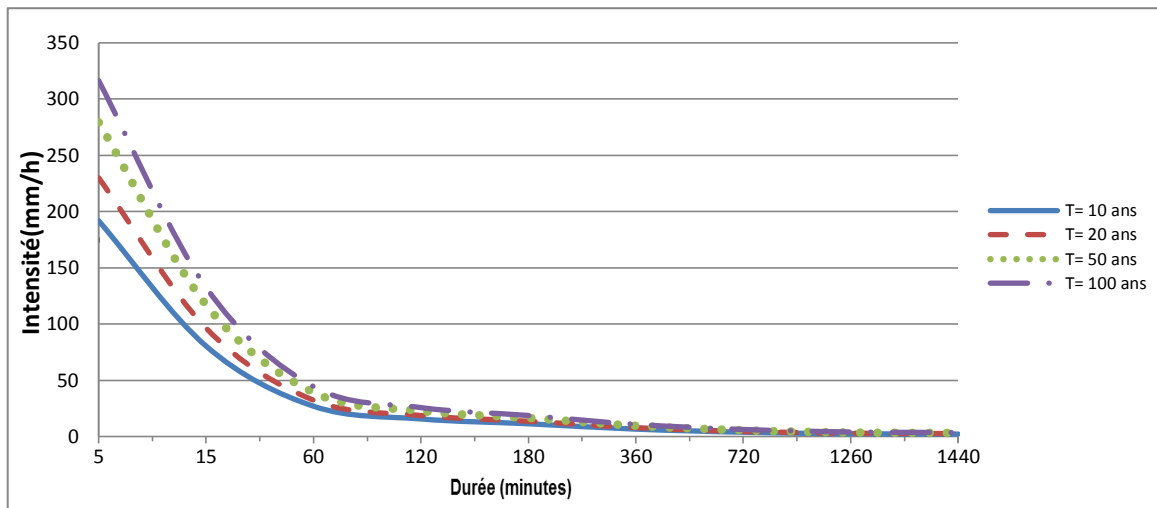


Figure III.25. Courbes Intensité-Durée-Fréquence (Station de Ghardaïa) obtenues par l'application de la formule de Bennour

b. Pluies de courtes durées par la formule de Montanari

Pour déterminer les précipitations tombées pendant les averses de différentes durées (t), et pour une fréquence donnée, la formule de Montanari est utilisée dont la formulation est :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j,p\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III. 31)$$

Avec :

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière de probabilité donnée;

$P_{t,p\%}$: Pluie de courte durée de probabilité donnée;

b: exposant climatique déterminé par la méthode de K. Body (Boumessenenehgh, 2007)

t : temps en heure.

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{\bar{P}_{\max,j}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0,5)} \dots\dots\dots (III. 32)$$

Avec :

$\bar{P}_{\max,j}$: Moyenne de la série de pluies maximales journalières observées.

Par l'application de cette formule on trouve un exposant climatique b égal à 0,211

Les hauteurs et les intensités de pluies de courtes durées obtenues par application de la formule de Montanari sont données dans le Tableau III.38.

Les courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence) sont représentées dans la Figure III.26.

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) sont représentées dans la Figure III.27.

Tableau III.38: Hauteurs et intensités de pluies de courtes durées obtenues par l'application de la formule de Montanari-station de Ghardaïa

Durée t (heures)	Durée t (minutes)	Période de retour T (ans)							
		10		20		50		100	
		h (mm)	Intensité (mm/h)	h (mm)	Intensité (mm/h)	h (mm)	Intensité (mm/h)	h (mm)	Intensité (mm/h)
0.083	5	15.92	191.78	19.08	229.93	23.18	279.31	26.25	316.32
0.25	15	20.09	80.35	24.08	96.33	29.26	117.02	33.13	132.53
1	60	26.91	26.91	32.27	32.27	39.20	39.20	44.39	44.39
2	120	31.15	15.58	37.35	18.67	45.37	22.68	51.38	25.69
3	180	33.93	11.31	40.68	13.56	49.42	16.47	55.97	18.66
6	360	39.28	6.55	47.09	7.85	57.21	9.53	64.78	10.80
12	720	45.46	3.79	54.51	4.54	66.21	5.52	74.99	6.25
21	1260	51.16	2.44	61.34	2.92	74.51	3.55	84.39	4.02
24	1440	52.62	2.19	63.09	2.63	76.64	3.19	86.80	3.62

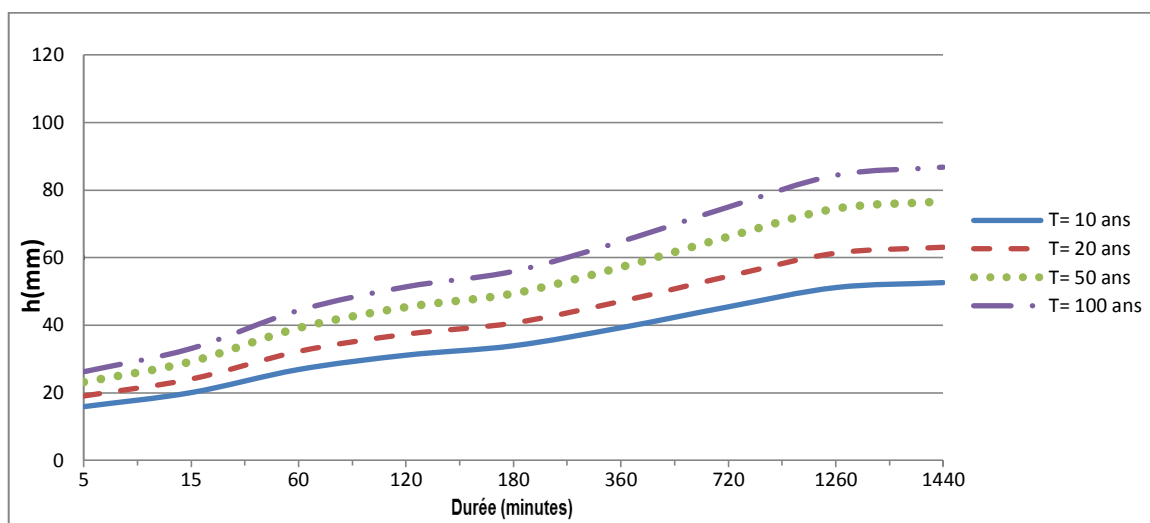


Figure III.26. Courbes Hauteur-Durée-Fréquence (Station de Ghardaïa) obtenues par l'application de la formule de Montanari

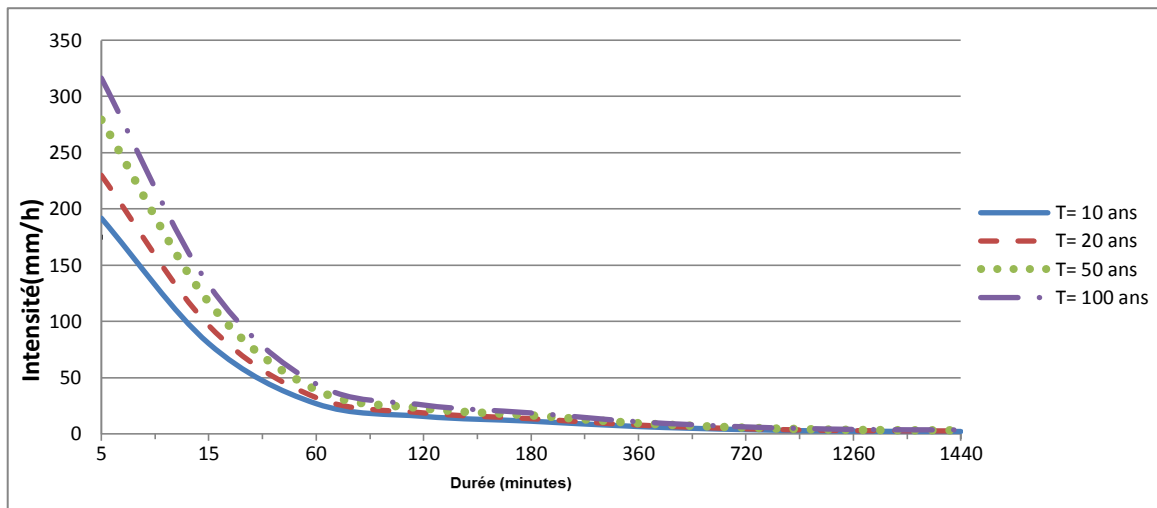


Figure III.27. Courbes Intensité-Durée-Fréquence (Station de Ghardaïa) obtenues par l'application de la formule de Montanari

Commentaires sur les deux méthodes

- L'écart entre les résultats obtenus par l'application des deux formules n'est pas Important.
- La méthode de Bennour a tendance à surestimer les pluies de courtes durées puisque elle considère que la pluie de 24 heures est supérieure à la pluie maximale journalière, ainsi le rapport entre la pluie de 24 heures et la pluie maximale journalière est estimé à 1,22.
- La méthode de Bennour considère que l'exposant climatique est constant pour les Zones sahariennes mais en réalité l'exposant climatique n'est pas le même pour toutes Les régions sahariennes d'Algérie.
- La méthode de Montanari est largement utilisée en Algérie surtout par l'ANRH, les expériences montrent qu'elle a donnée des résultats acceptables. Cette méthode tient compte de la variation de l'exposant climatique en fonction des particularités de chaque station pluviométrique.

Pour ces raisons, et Par la suite, les résultats obtenus par la méthode de Montanari seront utilisés.

III.1.8.Les apports

III.1.8.1.Evaluation des apports solides (As)

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

a. Formule de TIXERONT

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$T_a = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II. 33)$$

Où :

T_a : Le transport solide (t/km²/an).

L_e : lame d'eau écoulee en (mm).

a : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Pour notre cas : $a=350$ (faible à moyenne perméabilité).

Le volume des sédiments est donné par la relation suivante :

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (III. 34)$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma=1.4 \text{ T/m}^3$.

b. Formule de Gravilovitch

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm} \dots\dots\dots (III. 35)$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (III. 36)$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (III. 37)$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (III. 38)$$

T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en (m³/km²/an).

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ($z=0.3$).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

T : température moyenne annuelle (°C).

P : périmètre du bassin versant (Km).

L : longueur du talweg principal (Km).

H_{moy} : Altitude moyenne (km).

Les résultats des apports solides sont résumés dans le Tableau III.39.

Tableau III.39: Apports solides

Formule Sous bassin versant	TIXERONT		Gravilovitch	
	T_a (t/km ² /an)	V_s (m ³ /An)	T_0 (t/km ² /an)	V_s (m ³ /An)
El Abiodh aval	736.473	21389.28	651.087	18909.44
Boubrik	736.473	18290.84	556.159	13812.61
El Haimeur aval	736.473	15523.80	505.912	10663.89
Argdeid	736.473	18969.44	460.182	11852.97
Oued Touzouz	736.473	24492.99	651.654	21672.15
Ghardaïa	736.473	20537.08	545.814	15220.41

Commentaire:

Dans notre cas on a travaillé avec la formule de Tixeront et celle de Gravilovitch, ces deux dernières nous ont données des résultats très proches, d'où on préfère celle de Gravilovitch, le transport est très élevé dans l'Oued M'Zab d'où on aura des problèmes de sédimentation.

III.1.9. Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Mais leur étude en Algérie reste un domaine inconnu pour les régions arides et sahariennes, seules quelques indications très ponctuelles sont données dans les annuaires hydrologiques algériens. Les crues représentent un des traits fondamentaux du régime d'un cours d'eau, malheureusement nous ne possédons pas de séries de crues pour pouvoir tirer des conclusions globales.

La crue dépend essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie : son évolution obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse. Sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapports des confluences et des longueurs etc....), par la pente des thalwegs et la forme du lit.

De plus les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plus part des cas, ce sont les averses généralisées qui provoquent la plus grande crue.

III.1.9.1.Intérêts de la recherche historique

Les crues sont un phénomène suffisamment important pour que l'on conserve le souvenir des principales catastrophes. Ce souvenir petit se traduire par des descriptions écrites, par des repères de niveau marqués par l'homme, par des déplacements de blocs de rochers. La période sur laquelle portent ces souvenirs est variable de quelques dizaines d'années à quelques centaines. Généralement, les crues sont caractérisées par un niveau d'eau (les débits ne sont guère mesurés que depuis le début du siècle).

Le passage des hauteurs aux débits, lorsqu'il est possible, sera toujours entaché d'une forte incertitude. Il se peut très bien que les observations chiffrées disponibles sur une période restreinte ne permettent pas d'envisager l'ampleur de crues excessivement rares et provoquées par des phénomènes tout à fait exceptionnels et d'une autre nature que ceux observés habituellement.

Il est donc recommandé de procéder à une investigation "historique". Que ce soit dans des textes anciens ou tout au moins par interrogation des populations locales. Les résultats que l'on peut en espérer serviront essentiellement à vérifier que les estimations de débits de crues faites par d'autres méthodes permettent de rendre raisonnablement compte des différentes crues catastrophiques enregistrées. Donc la recherche historique apporte un ordre de grandeur du phénomène.

III.1.9.2.Connaissance historique des crues de l'oued M'Zab

Les plus anciennes crues qui ont été notées dans les archives de la région sont celles d'octobre 1884 et du 5 janvier 1886. Le 30 septembre 1901 une crue catastrophique, d'une violence peu commune et « qui balaie tout » a été enregistrée. Son débit n'ayant pas été mesuré, elle fut uniquement évaluée par les habitants. La hauteur d'eau pouvait atteindre environ 10 m.

La liste de ces crues, établie par Dubief (1950), est mentionnée ainsi que l'analyse fréquentielle qu'il en a effectué en fonction des sites atteints ou remplis. Cette analyse est complétée d'après la même liste par quelques valeurs fréquentielles supplémentaires. Il est aussi possible d'en déduire la fréquence saisonnière d'apparition des crues. Les informations postérieures à 1951 dont nous disposons concernant les crues de juin 1991 et septembre 1994. Des hauteurs d'eau peuvent être évaluées sur des photos prises pendant ou après ces événements récents.

A partir de 1921, on dispose de la liste des crues recueillie par Dubief (1950) Et sont données dans les tableaux 2 respectivement de l'annexe I.

III.1.9.3.calcul du débit maximum de la crue

La conception d'ouvrages sur l'oued M'Zab doit se faire en fonction des caractéristiques de crues de fréquences rares. A ces fins, les valeurs suivantes sont évaluées ainsi que leur fréquence correspondante :

- les temps de concentration, les vitesses de propagation et d'écoulement;
- les temps de base, de montée;
- les volumes totaux écoulés;
- les coefficients de pointe (débit maximal / débit moyen);
- les débits maximums.

Ces fortes crues, dont la crue de projet, se fondent normalement sur la connaissance et l'analyse d'écoulements et de pluies observés, soit indépendamment, soit en établissant des relations entre ces deux types de données. Lorsque il n'existe pas de données hydrométriques, comme c'est le cas pour l'oued M'Zab, il serait illusoire d'arrêter par une seule démarche des caractéristiques de crues de fréquences rares. Il a paru ainsi préférable d'utiliser différentes méthodes afin de pouvoir comparer et recouper entre elles les valeurs hydrologiques estimées, et d'en préciser les périodes de retour.

Pour l'oued M'Zab, aucune mesure hydrométrique n'a jamais été faite, mise à part l'observation sommaire et qualitative.

III.1.9.4.Facteurs conditionnels de l'écoulement**a. Précipitations**

Les précipitations annuelles ne sont bien sûr qu'un indice climatique assez flou pour ce qui concerne les crues individuelles de bassins versants de quelques km² à 1600 km². Les crues y sont provoquées en effet par des averses ou des épisodes pluvieux dont la durée varie de l'heure à quelques jours.

Les caractéristiques des averses (hauteur, durée, intensité) sur un bassin peuvent être transposées sur d'autres bassins à pluviométrie annuelle plus faible. La fréquence d'une pluie donnée aura généralement tendance à croître avec la pluviométrie annuelle, et cette fréquence n'est quant à elle bien entendu pas transposable.

b. Végétation

Le couvert végétal, à cause de sa faible densité ou de son absence éventuelle. Ne semble pas constituer un facteur prédominant susceptible d'entraîner de grandes différences hydrologiques en regard de l'incertitude induite par d'autres facteurs sur les coefficients de ruissellement. On n'attache pas une très grande importance à la végétation pour les évaluations hydrologiques et on ne la prend pas en compte comme facteur conditionnel.

c. Perméabilité

La perméabilité des terrains joue un rôle important. Les faibles pentes font que les parties aval sont souvent couvertes de matériaux très fins donc imperméables, alors que dans le M'Zab, on trouve le plus souvent des alluvions perméables dans le bas des talwegs et dans les lits majeurs. Cependant, la dégradation hydrologique y est moins importante en raison des reliefs qui ne s'affaiblissent pas vers l'aval. Les perméabilités sont classées en plusieurs types, selon la méthode de Rodier et Auvray (1965).

- **P1** : Bassins particulièrement imperméables sur plus de 90% de la surface. Ce sont des bassins entièrement rocheux ou argileux, sans forte rugosité.
- **P2** : Bassins imperméables avec quelques zones perméables de moins de 75% de la surface.
- **P3** : Bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez peu perméables.
- **P4** : Bassins perméables. pouvant contenir 5 à 10% de sols peu perméables. Un bassin perméable comprend des sols perméables tels que des éboulis rocheux. des cuirasses complètement disloquées, des roches très diaclases, certains sols sableux sans pellicule imperméable, des sables grossiers.
- **P5** : Bassins très perméables.

Dans le M'Zab, comme en témoignent les photos aériennes obliques et verticales, le bassin est bien homogène. Les terrains dominants, sans couverture pédologique, permettent de classer les bassins en perméabilité P3.

III.1.9.5.Coefficient de ruissellement Kr

Le coefficient de ruissellement Kr est le rapport entre la lame d'eau moyenne ayant ruisselé sur la surface du bassin et la lame d'eau moyenne apportée par la pluie. Le volume des précipitations pris en compte correspond à la totalité de l'averse. Par contre, le calcul du volume de ruissellement généré prend ensuite en compte un coefficient de réduction spatiale de la

hauteur moyenne de pluie sur le bassin (coefficient d'abattement K_a) par rapport à celle de la station pluviométrique de référence.

Pour les bassins sahéliens et subdésertiques au sud du Sahara, Rodier et Auvray (1965) ont établi des relations entre des coefficients de ruissellement K_r , la superficie A , en tenant compte des indices de relief et de perméabilité.

Pour les bassins versants de superficie comprise entre 10 et 100 km², nous avons procédé à une interpolation des résultats donnés par ces deux méthodes.

Tableau III.40: Coefficients de ruissellement

Sous bassin versant	A (Km ²)	Kr				
		R2P3	R3P3	R4P3	R5P3	R4,5 P3
El Abiodh aval	40.66	12.56	21.6	28.6	6.51	12.56
Boubrik	34.77	13.26	21.63	29.93	36.51	13.26
El Haimeur aval	29.51	13.49	20.09	30	37.21	13.49
Argdeid	36.06	13.02	21.4	29.07	36.51	13.02
Oued Touzouz	46.56	12.33	20.7	28.6	36.05	12.33
Ghardaïa	39.04	12.56	20.9	28.6	36.51	12.56

Pour passer de la pluie ponctuelle à la pluie sur le bassin versant de surface S , on applique un coefficient d'abattement K_a , en Afrique, varie avec la surface S (en km²), la hauteur de pluie annuelle P_{an} (en mm) et la période de retour T (en années) de l'averse :

$$K = 1 - 0,001 (9 \log T - 0,042 P_{an} + 152) \log S \dots\dots\dots (III. 39)$$

Il est donc possible de calculer pour la période de retour T , le volume d'eau V précipité sur le bassin versant :

$$V = K (T, S, P_{an}) \times S \times P_j (T) \dots\dots\dots (III. 40)$$

L'averse étant généralement très brève devant le temps de concentration, on peut considérer qu'elle est unitaire et que son intensité est quasi-constante.

Rodier et Auvray (1965) proposent d'admettre que la pluie est suffisamment brève pour que la réponse à une averse soit unitaire.

L'hydrogramme unitaire est alors défini par trois paramètres dont seuls les deux premiers sont nécessaires à l'évaluation du débit de pointe de crue :

T_b : temps de base généralement exprimé en heures ;

α : coefficient de pointe, rapport du débit de pointe de crue au débit moyen sur la durée t ;

T_m : temps de la montée de la crue.

Tableau III.41: Le temps de base et de monté

Sous bassin versant	T _b (heur)	T _m (heur)
El Abiodh aval	8	1.9
Boubrik	6	1.7
El Haimeur aval	7.5	1.65
Argdeid	8	1.75
Oued Touzouz	8.5	2
Ghardaïa	8.5	1.8

$$Q_{\max} = \alpha * V / T_b \dots\dots\dots (III. 41)$$

Tableau III.42: Récapitulatif des Coefficients de ruissellement.

Sous bassin versant	S (km ²)	α	Kr	10ans			20ans			50ans			100ans		
				Ka	V (10 ⁶) m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Ka	V (10 ⁶) m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Ka	V (10 ⁶) m ³	Q _{max} (m ³ /s)	Ka	V (10 ⁶) m ³	Q _{max} (m ³ /s)
El Abiodh aval	40.66	4.43	0.286	745	0.46	70.162	0.741	0.54	83.629	0.735	0.66	100.798	0.73	0.74	113.48
Boubrik	34.77	3.93	0.299	0.76	0.41	75.34	0.752	0.49	89.831	0.746	0.6	108.321	0.74	0.67	121.99
El Haimeur aval	29.51	3.59	0.3	0.77	0.36	47.536	0.763	0.43	56.698	0.758	0.51	68.399	0.75	0.58	77.055
Argdeid	36.06	3.99	0.29	0.75	0.42	57.595	0.749	0.5	68.668	0.744	0.6	82.794	0.74	0.67	93.232
Oued Touzouz	46.56	4.43	0.286	0.74	0.52	74.672	0.732	0.61	88.979	0.726	0.74	107.204	0.72	0.83	120.65
Ghardaïa	39.04	4.15	0.286	0.75	0.44	59.619	0.744	0.52	71.069	0.738	0.63	85.669	0.73	0.71	96.453

III.1.9.6.calcul du débit maximum de crues par le modèle Pluit-débit HEC-HMS

a. Présentation de modèle HEC-HMS

Le HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) est un logiciel qui simule le comportement hydrologique d'un Bassin Versant suite à des événements pluvieux. Prédéterminés, développé par Hydrologic Engineering Center (HEC) du corps de l'armée américaine des ingénieurs. Ce logiciel permet de calculer des hydrogrammes de crues pour plusieurs objectifs à savoir les études de drainage urbains la prévision des crues et leur impact, la conception des réservoirs, la réduction des effets des inondations.

Le logiciel HEC-HMS permet de traiter ou de simuler à la fois les différentes données suivantes:

- Les précipitations : Ces données Peuvent correspondre à des relevés pluviométriques réels d'événements pluvieux ordinaires ou exceptionnels mais aussi à des événements pluvieux théoriques basés sur une étude statistique;
- les pertes (par infiltration, retenue ou évapotranspiration) qui permettent d'évaluer le ruissellement à partir des précipitations et des caractéristiques du bassin versant;

- Les ruissellements directs qui prennent en compte les écoulements de surface, les stockages et les pertes de charge.

b. Schématisation du bassin versant

Avec le HEC-HMS, le bassin versant est découpé en plusieurs sous-bassins délimités par les lignes de partage des eaux. Chacun est représenté par un élément appelé « subbasin ». Ce dernier contient l'ensemble des paramètres physiques et hydrologiques nécessaires pour la simulation à savoir: la surface et le nom du sous bassin, les méthodes de calcul des (« pertes » et des « écoulements »). De même que les sous bassins, les cours d'eau sont aussi modélisés et représentés par des éléments hydrologiques appelés « reach ». L'ensemble de des éléments doit être relié pour former un réseau en incluant des jonctions.

Pour le modèle HEC-HMS:

- Le modèle HEC-HMS est un modèle complet, donc adapté théoriquement à n'importe quel type de climat et notamment à celui des zones arides et semi-arides. En plus ce modèle à la capacité de simuler aussi bien les pertes, l'écoulement de surface et l'écoulement souterrain,
- La fiabilité des résultats obtenus lors de son application à des bassins versants américains nous a encouragé à appliquer ce modèle dans le bassin versant du M'Zab;
- Les paramètres du modèle peuvent être déterminés sans calage pour les bassins versant non jaugés et c'est le cas de notre bassin versant;
- Le modèle est disponible, gratuit et facile à télécharger;
- Malgré qu'il soit conçu au départ pour la modélisation des événements, les dernières versions du modèle permettent aussi de l'utiliser en processus continu (Fadil et al, 2011).

Les modèles utilisés pour évaluer les crues de fréquences rares et les autres caractéristiques des crues se fondent principalement sur la connaissance et l'analyse des écoulements observés, d'une part, et des pluies d'autre part. Pour le M'Zab, aucune mesure hydrométrique n'a jamais été faite, mise à part l'observation sommaire et qualitative.

c. Préparation des entrées du modèle HEC-HMS

La modélisation de la réponse d'un bassin versant soumis à un phénomène pluvieux sous le logiciel HEC-HMS est découpée en deux parties:

- La modélisation du bassin versant.
- La modélisation des précipitations.

Ce logiciel autorise ainsi d'utiliser différents types de méthodes pour la modélisation du bassin versant et de la pluviométrie.

d. Modélisation du bassin versant

La modélisation d'un bassin versant consiste, en premier lieu, en un découpage de celui-ci en plusieurs sous-bassins versants élémentaires, ensuite, spécifier les méthodes utilisées Pour le calcul des pertes (fonction de production) et de ruissellement (fonction de transfert).

Les bassins versants sont connectés par un ensemble de fonctions hydrauliques:

- Jonctions
- Biefs
- Bifurcations

Le schéma du modèle de bassin est la représentation du modèle hydrologique du bassin et de ses éléments (biefs, jonctions, sous bassins....) et leurs connectivités (cf. Figure III.28).

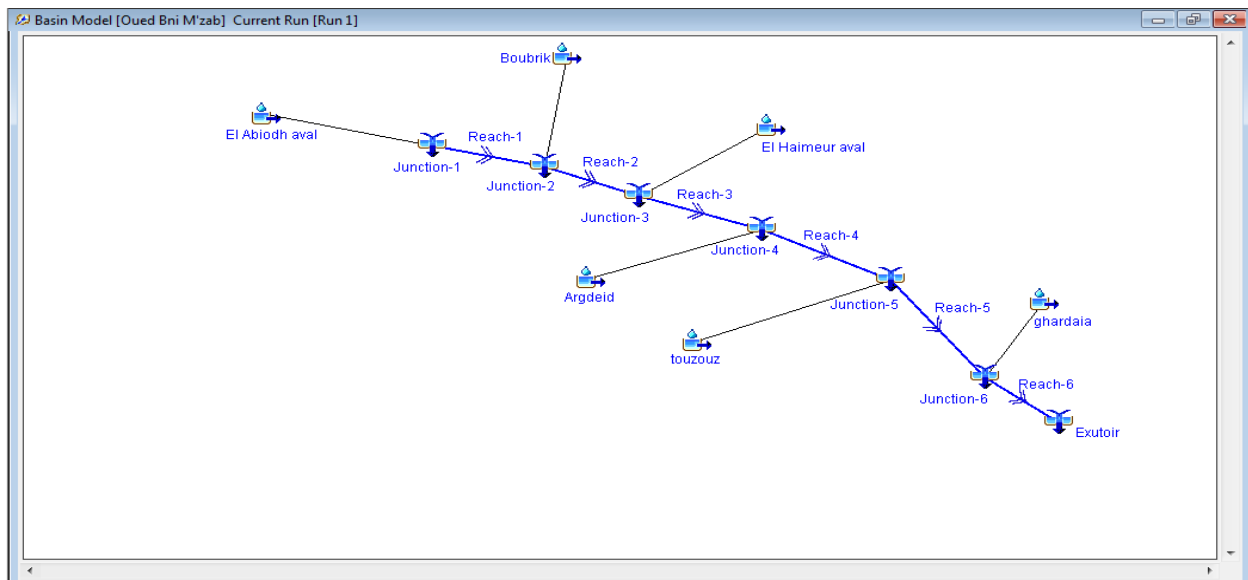


Figure III.28.Schéma du modèle de bassin par HEC-HMS

Le CN en fonction de groupe de sol et pourcentage des surfaces construites sont données dans le tableau 3 respectivement de l'annexe 2.

Tableau III.43: Paramètres introduits dans le logiciel HEC-HMS pour la fonction de production SCS Curve Number.

Curve Number Loss [Bassin versant GHardaia]			
Show Elements:	All Elements		
		Sorting: Hydrologic	
Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number	Impervious (%)
El Abiodh aval	17,849	74	20
Boubrik	17,849	74	20
El Haimeur aval	17,849	74	20
Argdeid	17,849	74	20
Touzouz	17,849	74	20
Ghardaia	17,849	74	20

Les résultats peuvent être visualisés En utilisant l'écran du modèle de bassin en chaque élément de bassin (les jonctions et les sous-bassins) sous forme:

- De graphe (graph);
- De tableau récapitulatif des résultats (Summary table),
- De tableau relatif aux résultats calculés à chaque pas de temps (Time Series Table).

Dans cette section, les résultats ont été visualisés surtout sous forme de graphes.

Une attention particulière a été accordée à l'exutoire située en bas du bassin versant du M'Zab (situé à Ghardaïa).

Les résultats sont représentés dans le Tableau III.44

Tableau III.44: Les débits et les volumes correspondent à chaque sous-bassin versant

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
El Abiodh aval	40,66	91,2	06nov. 1997, 22:30	229,9
Junction-1	40,66	91,2	06nov. 1997, 22:30	229,9
Reach-1	40,66	91,2	06nov. 1997, 22:35	205,5
Boubrik	34,77	78,0	06nov. 1997, 22:30	196,6
Junction-2	75,43	168,5	06nov. 1997, 22:35	402,1
Reach-2	75,43	168,5	06nov. 1997, 22:40	356,1
El Haimeur aval	29,51	66,2	06nov. 1997, 22:30	166,8
Junction-3	104,94	233,1	06nov. 1997, 22:40	523,0
Reach-3	104,94	233,1	06nov. 1997, 22:45	458,1
Argdeid	36,06	80,9	06nov. 1997, 22:30	203,9
Junction-4	141,00	310,9	06nov. 1997, 22:40	662,0
Reach-4	141,00	310,9	06nov. 1997, 22:45	573,8
touzouz	46,56	104,4	06nov. 1997, 22:30	263,2
Junction-5	187,56	410,2	06nov. 1997, 22:45	837,0
Reach-5	187,56	410,2	06nov. 1997, 22:50	718,7
ghardaia	39,04	87,5	06nov. 1997, 22:30	220,7
Junction-6	226,60	491,6	06nov. 1997, 22:50	939,5
Reach-6	226,60	491,6	06nov. 1997, 22:55	795,1
Exutoir	226,60	491,6	06nov. 1997, 22:55	795,1

III.1.9.7.Choix d'une méthode d'estimation des crues

Il existe plusieurs méthodes d'estimation valables et ne donnent qu'une estimation relative de la grandeur de la crue que ce soit son débit de pointe, son volume, ou son hydrogramme.

Plusieurs facteurs peuvent entrer en jeu quant au choix de la méthode d'estimation, on cite parmi ces facteurs :

- facteurs climatiques : Averse, climat, orientation du bassin par apport aux vents.
- caractéristiques physiques du bassin versant : Forme, géologie, pédologie, végétation...
- Variabilité de l'écoulement.
- Disponibilité des données.
- Expérience résultant des ruptures des ouvrages.

III.1.9.8.Détermination des hydrogrammes probables par la méthode de Sokolovsky

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques :

▪ La montée de la crue : $Q_m = Q_{\max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$ (III. 42)

▪ La décrue : $Q_m = Q_{\max,p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$ (III. 43)

Avec :

t_m : temps de montée de la crue ;

t_d : temps de la décrue ;

t_b : temps de base de la crue ;

m, n : puissance des équations $m = 3, n = 2$;

$t_m = t_c$;

$t_d = \gamma \times t_m$;

$t_b = t_m + t_d$;

On prend $\gamma = 2$

- Nous adoptons le débit maximal de crue centenaire donné par la formule donnée par Rodier et Auvray.
- la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de Sokolovsky.

III.1.9.9.Calcul des hydrogrammes de crues

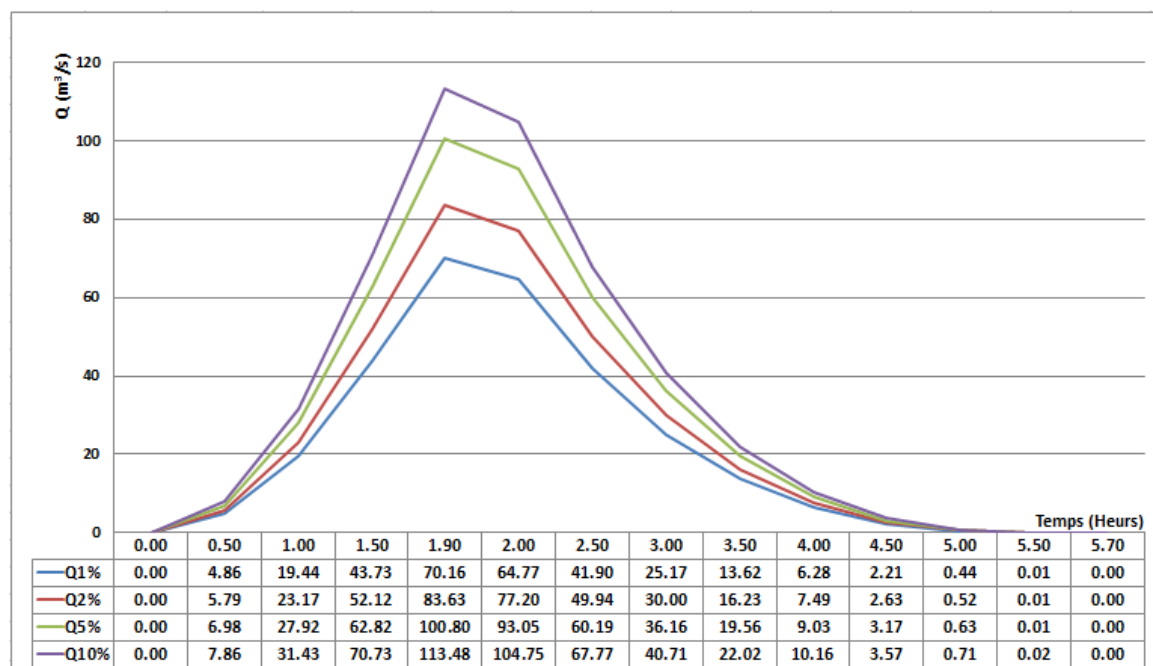


Figure III.29.Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours, El Abiodh aval

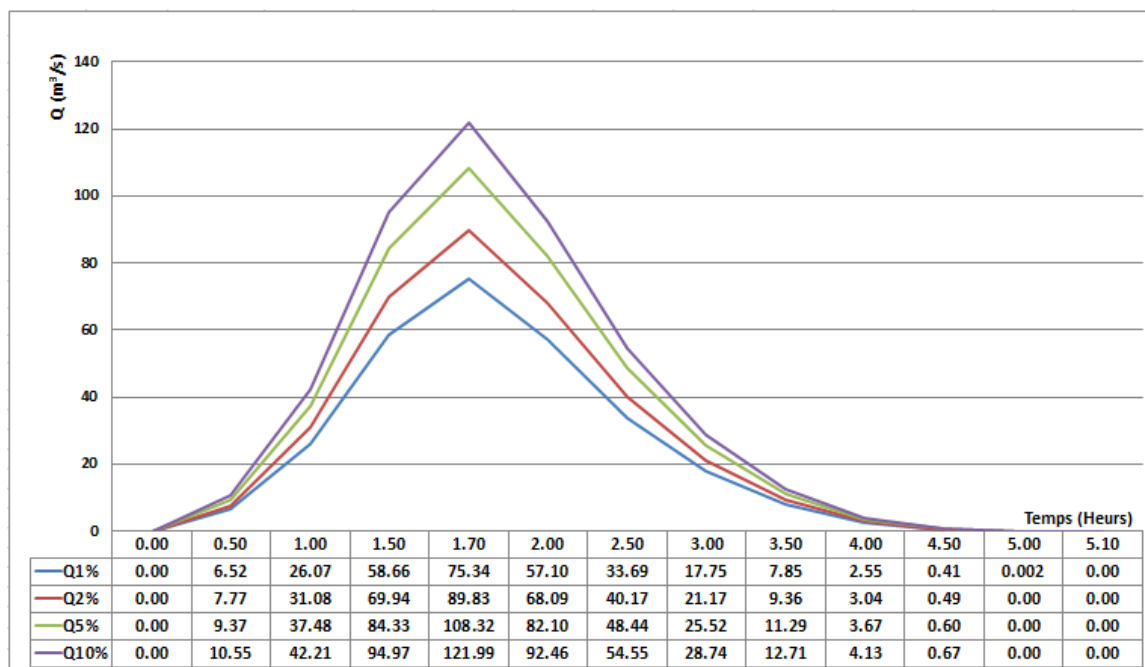


Figure III.30. Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours, Boubrik

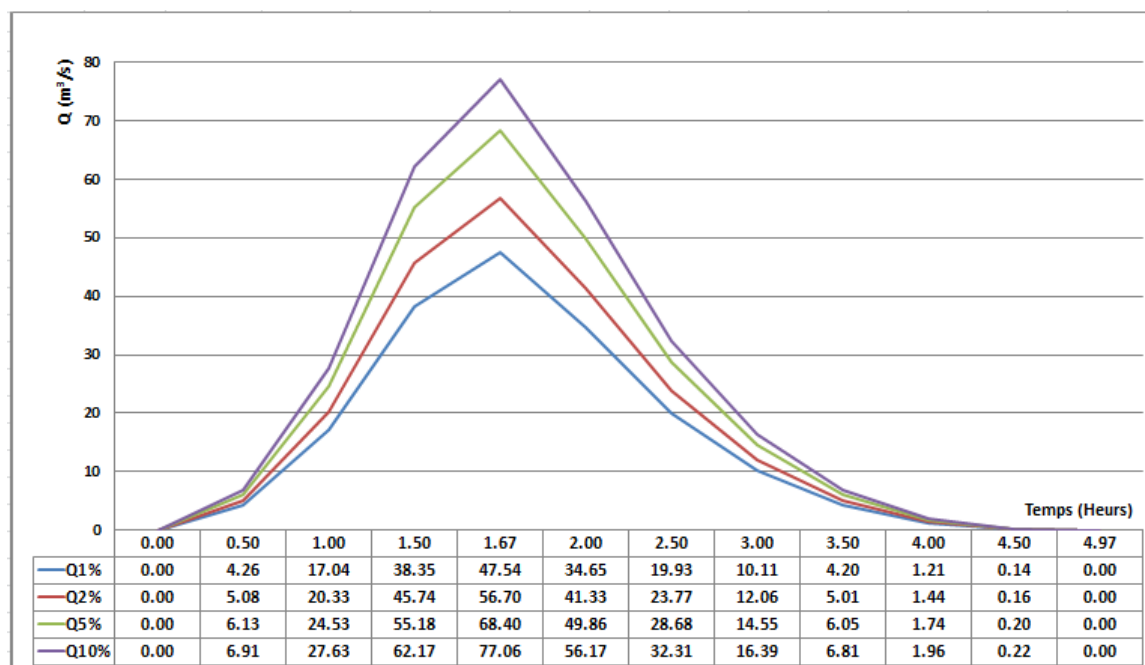


Figure III.31. Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours, El Haimeur aval

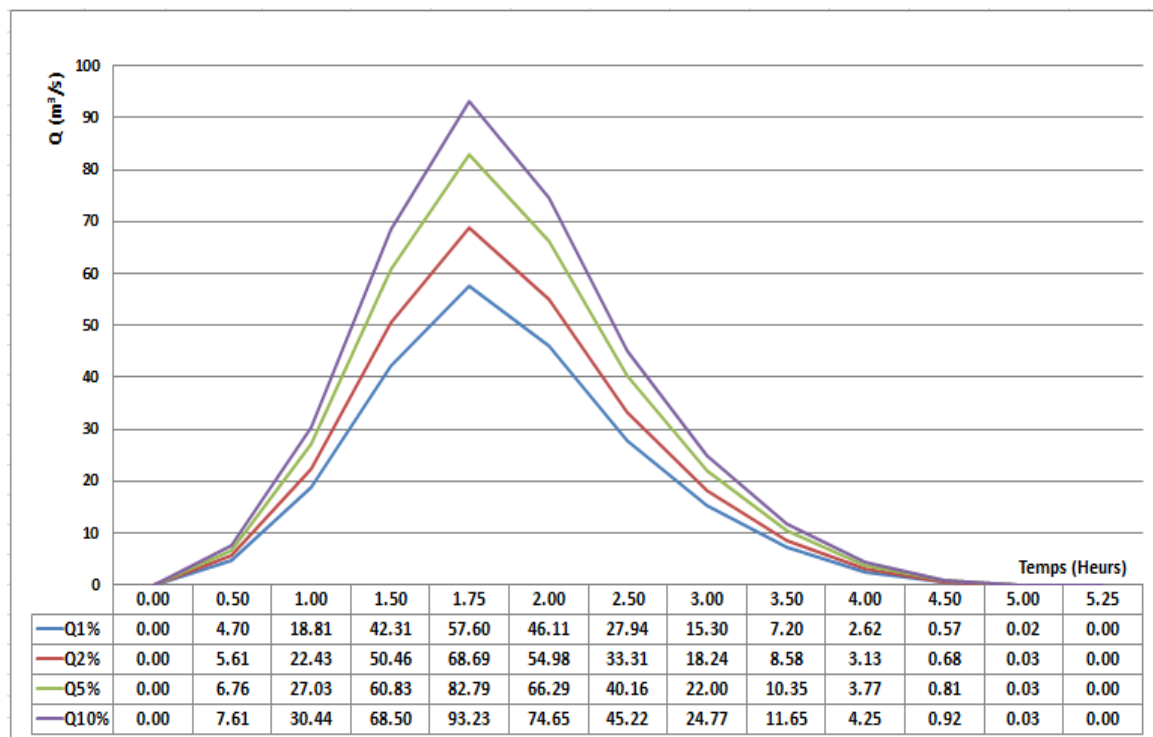


Figure III.32. Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours, Argdeid

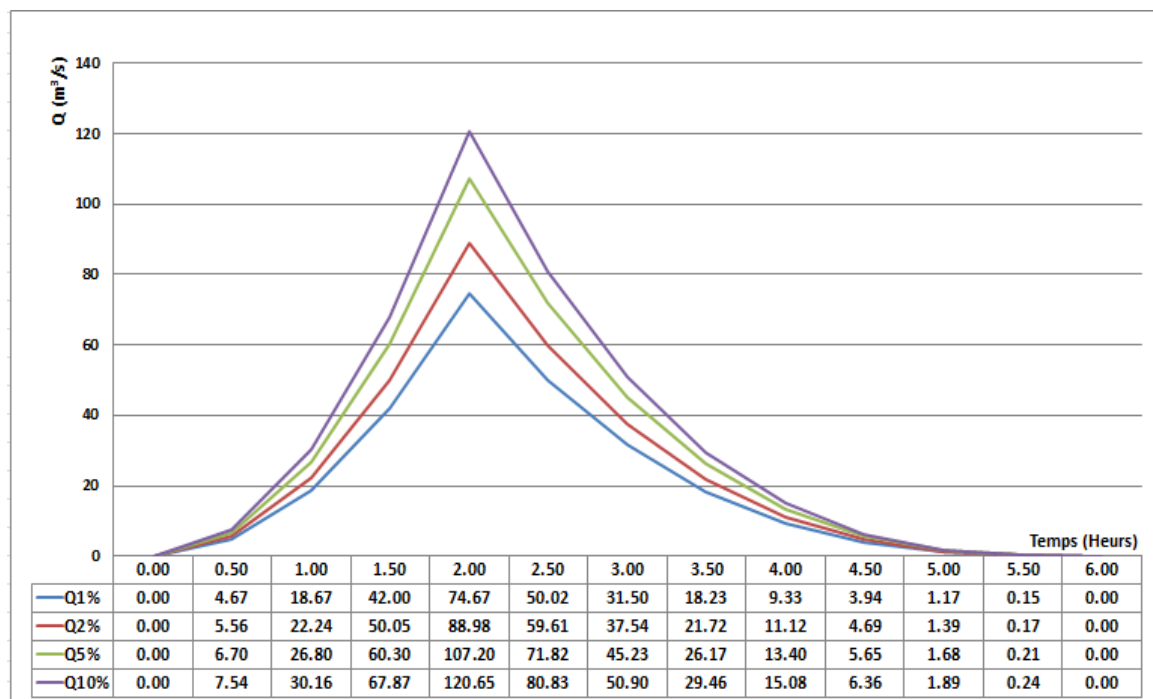


Figure III.33. Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours, Oued Touzouz

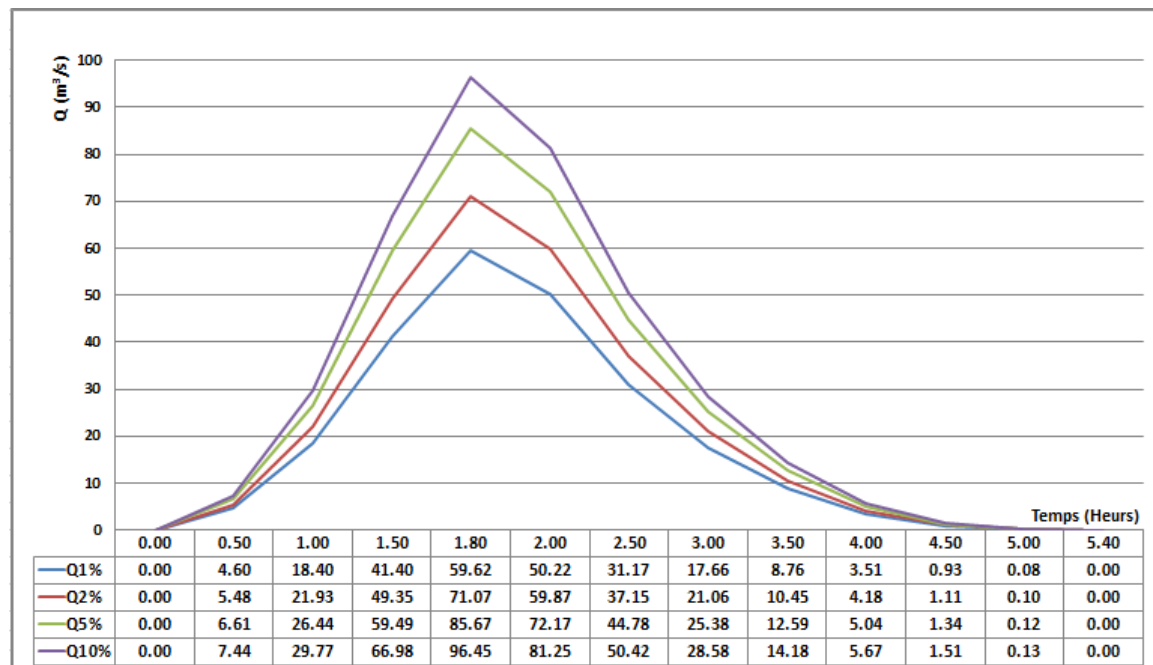


Figure III.34.Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours, Ghardaïa

Remarque

Le débit de l'Oued M'Zab est celui de l'ensemble des débits des oueds qui le forme ; l'oued M'Zab parcourt à travers la ville de Ghardaïa dont on cherche à protéger contre les crues.

La comparaison des résultats obtenus par ces méthodes généralement indépendantes permettra de cerner les valeurs ou gammes de valeurs de caractéristiques de crues à retenir. Les fréquences correspondantes sont également définies. La crue de projet pourra ainsi être évaluée.

Tableau III.45: Récapitulatifs des débits de la crue

Période de retour (ans)	Débits (m3/s)
10	384.92
20	458.89
50	553.19
100	622.23

CONCLUSION

A la fin de cette étude hydrologique, on a pu estimer les débits de crues pour les différentes périodes de retour, dans notre cas le but de ce projet est la protection contre les inondations d'une zone urbaine plus ou moins faible , pour cela on opte pour le débit de projet pour une période de retour de 100 ans qui est le cas défavorable dans le cas des inondations des zones à densité démographique plus ou moins importante, et on aura : $Q_{p\%}=622.23 \text{ (m}^3\text{/s)}$.

CHAPITRE IV

CALCUL ET AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

INTRODUCTION

L'objectif de cette étude est dans un premier temps, d'apprécier l'écoulement des crues tant, en termes de ligne d'eau, de vitesse ainsi que de volume débordant. Dans un deuxième temps, on se propose de définir les aménagements à prévoir pour diminuer les dégâts occasionnés par ces phénomènes hydrologiques.

On procèdera au calcul hydraulique du réseau hydrographique en utilisant les données hydrologiques, hydrauliques et topographiques (décrivant l'état actuel existant du réseau hydrographique) établies précédemment. Ce calcul sera réalisé pour une fréquence bien choisie (centennale), la plus adéquate pour ce genre de projet, afin de définir l'impact de cette crue de référence sur les ouvrages et les débordements hors du lit mineur vers les terrasses d'inondation où se trouvent situés certains équipements (Complexe Sportif, stade) et habitations les plus proches de l'oued.

Cette étude hydraulique elle été faite afin de préciser la limite des zones inondables sur une partie de territoire traversé par l'oued de Beni M'zab. L'étude a pour objectif d'identifier plus précisément la réalité de l'inondabilité. Cette étude servira de document de référence pour le service instructeur chargé de délivrer les autorisations de construction et permettra également de modifier la carte communale en tenant compte des résultats de l'étude.

Une modélisation 1D à l'aide de HEC-RAS et une phase de cartographie. L'enquête terrain a permis la collecte des laisses de crues et la compréhension du fonctionnement hydraulique du secteur. Après détermination de débit de période de 100 ans, l'étude hydrologique a permis d'estimer les débits à retenir pour la modélisation et plus particulièrement le débit de référence à prendre en compte pour la définition de la zone inondable.

IV.1.Le but d'aménagement

L'aménagement de Oued M'zab (Ghardaïa) à pour but, la protection du Chef-lieu Ghardaïa contre les crues de ce dernier, alors que d'une façon générale les aménagements hydraulique des oueds ont pour but d'atteindre un ou plusieurs des objectifs suivant:

- Ecoulement rapide et sans danger des eaux de crues ;
- Charriage efficace des sédiments en suspension et des dépôts sur le fond ;
- Concentration du courant dans une section déterminée du lit ;
- Stabilité du cours avec minimum d'érosion des berges ;
- Profondeur suffisante et parcours aisée pour la navigation.

IV.2.Prévision des solutions d'aménagements

Depuis toujours, l'homme a aménagé les cours d'eau pour réduire les risques d'inondation. Cela s'est traduit essentiellement par des endiguements, des recalibrages ou la réalisation de grands barrages. Mais les aménagements réalisés à un endroit se répercutent sur la manière dont l'eau va s'écouler en aval. Ainsi, les conséquences des endiguements sont parfaitement connues : ils augmentent le niveau de l'eau et la vitesse du courant. De ce fait, l'eau est plus vite évacuée du secteur à protéger ,mais cette eau arrive plus rapidement en aval, ce qui aggrave les inondations de cet endroit. Les travaux de protection contre les inondations doivent donc être aussi envisagés en fonction de leurs conséquences en aval.

En effet, l'évaluation du risque d'inondation doit s'appuyer sur des estimations fiables des niveaux d'eau et des vitesses locales, que ce soit en zone rurale (problèmes de stockage, érosion ou dépôt de limon) ou dans les plaines d'inondation urbanisées (problèmes de vulnérabilité).

La modélisation se heurte à plusieurs difficultés lorsque interviennent des débordements de l'écoulement du lit mineur dans les lits majeurs contigus. Dans ce cas, les écoulements sont dits « en lit composé » et sont caractérisés par une forte interaction entre, d'une part, l'écoulement rapide et profond du lit mineur et, d'autre part, l'écoulement relativement lent et peu profond du lit majeur. Les lits majeurs peuvent en outre présenter une morphologie très variable le long d'une même rivière, et en particulier des variations de largeur. Ces dernières donnent naissance à des transferts de masse entre lit mineur et lit majeur qui, a priori, se superposent aux transferts turbulents classiques dus au gradient de vitesses entre lits.

IV.2.1.Les différents types d'aménagements

Une fois la situation du risque est décrite, il est possible de faire une prévision d'un large éventail d'aménagements qui pourra a priori participer à la réduction des conséquences des écoulements provoquant les inondations. Ces aménagements peuvent être prévus au niveau du bassin versant, dans les réseaux primaires et dans le lit majeur des cours d'eau.

Comme évoqué précédemment, le risque résulte de la conjonction d'un aléa et d'une vulnérabilité ceci souligne l'importance d'agir sur les deux volets: Réduction de l'aléa et réduction de la vulnérabilité.

IV.2.2. Atténuation de l'aléa

L'objectif d'une stratégie de réduction de l'aléa est de réduire des eaux sur les zones comportant de forts enjeux humains et économiques à l'échelle du bassin versant. L'atténuation de l'aléa possède deux grands principes :

- L'augmentation des capacités d'écoulement consiste à modifier le cours d'eau de telle sorte qu'il puisse supporter un débit plus important sans qu'il ait débordement. Les aménagements concernés sont :

a. Recalibrage du cours d'eau :

Il s'agit de modifier la géométrie du lit du cours d'eau (abaissement de la ligne de fond, augmentation de la section en travers) pour modifier la valeur de la crue de plein bord.

À l'instar de l'endiguement, le recalibrage du cours d'eau a un effet positif mais également des effets potentiellement négatifs à l'aval de son implantation.

Le recalibrage du cours d'eau implique également des modifications à grande échelle de la dynamique géomorphologique du cours d'eau, dont les effets peuvent être négatifs (abaissement de la nappe phréatique, problème de transport solide etc....)

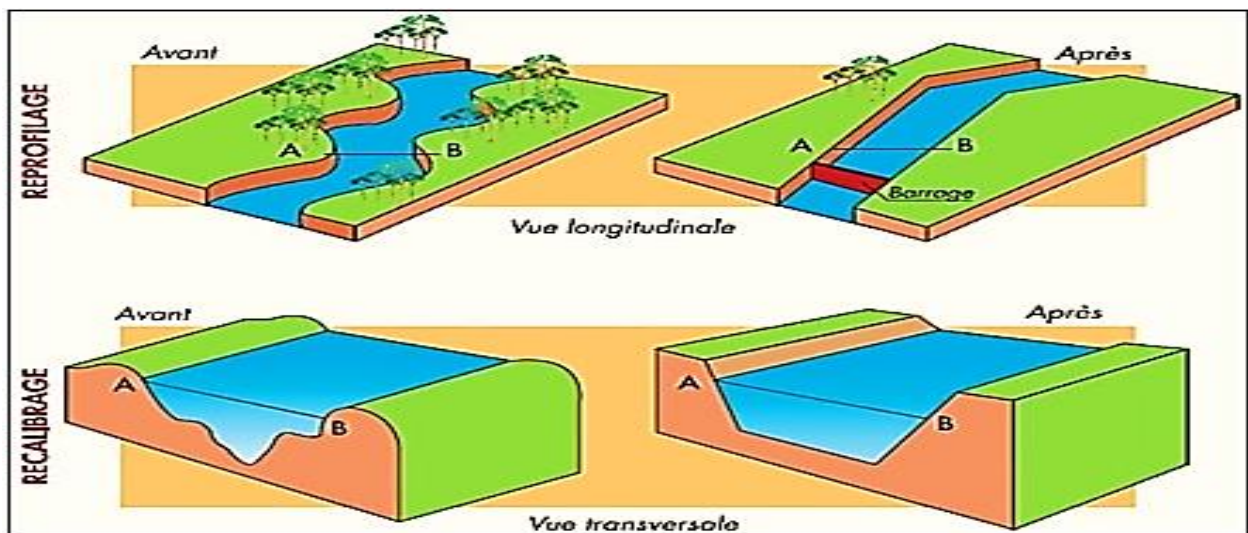


Figure IV.1. Reprofilage, recalibrage et chenalisation d'un cours d'eau

b. Endiguement du cours d'eau :

Les digues vont permettre au cours d'eau d'accepter un débit supérieur à celui de plein bord sans qu'il y ait débordement.

L'effet d'un endiguement est d'empêcher le débordement pour des crues dont les débits sont inférieurs à ceux de la crue de projet. Au-delà de ces débits, le débordement aura lieu, ses

conséquences sont souvent accrues du fait de vitesses d'écoulement importantes là où se produit la submersion.

L'endiguement a un effet positif, mais également des effets négatifs à l'aval de son implantation. La réalisation de digues implique un risque supplémentaire sur le territoire protégé en cas de rupture de la digue, même sans submersion (cas des renards). Ce risque expose très sévèrement sur la vie des riverains.

c. Reboisement :

Le processus de reboisement est basé sur : La nature du sol ; la qualité de la plante efficace et le type de climat. La végétation favorise la rétention, ralentit les temps de réponse et atténue les volumes ainsi que les débits de pointe mesurés sur le bassin versant.

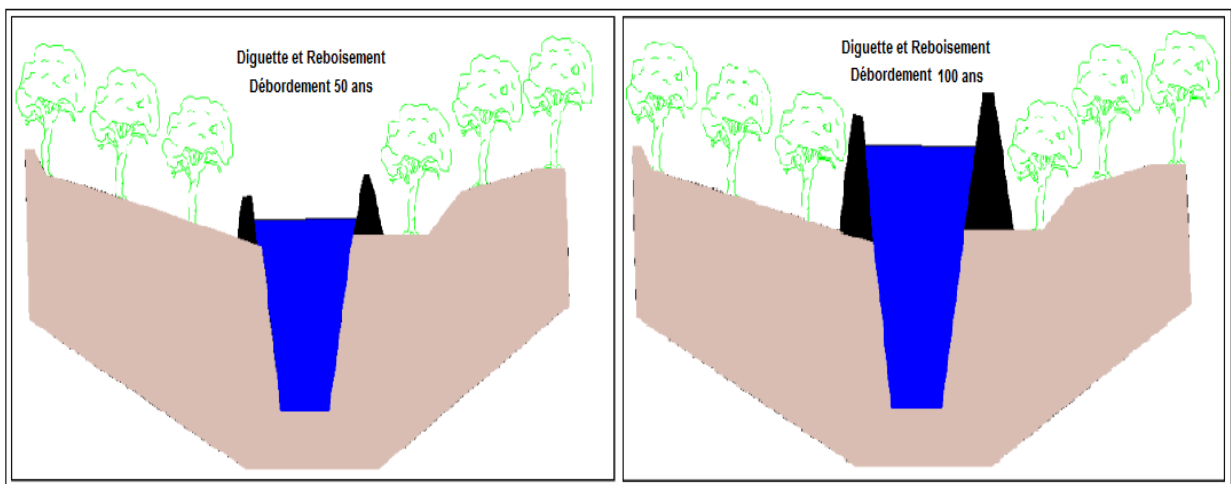


Figure IV.2.Digue et reboisement d'un cours d'eau

d. Recalibrage des ouvrages d'art :

Cette opération consiste à modifier l'architecture des ouvrages d'art pour leur permettre de laisser passer un débit plus important en cas de crue et limiter les possibilités d'embâcles. L'effet est essentiellement en amont de l'ouvrage d'art.



Figure IV.3.Recalibrage des ouvrages d'art d'un cours d'eau

e. Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau :

Cette opération consiste à modifier les capacités d'écoulement des systèmes d'évacuation des eaux pluviales pour éviter que leur engorgement ne provoque des inondations dues aux précipitations sur une zone urbanisée. Il peut également s'agir de modifier un défaut des systèmes d'évacuation qui n'empêche pas l'eau du cours en crue de refouler.

f. Préservation - restauration - création des zones d'expansion des crues :

Il s'agit de préserver ou de restaurer des zones connues d'expansion de crues du cours d'eau. Ceci implique généralement de contrôler l'occupation de la zone d'expansion de crues de telle sorte que la submersion de la zone ne soit pas finalement remise en compte. Les effets positifs sont à une échelle plus ou moins locale en fonction de la surface de stockage effectivement en jeu.

g. Retenues d'eau :

Une retenue crée un espace de stockage de l'eau de la crue. Elles peuvent être en eau seulement au moment de la crue ou de façon permanente. Dans ce dernier cas, elles ne sont que rarement construites dans un seul but de protection contre les inondations, mais ont également des objectifs de soutien d'étiage, de production hydro-électrique, de récréation. Ces objectifs, qui sont souvent prioritaires, sont potentiellement contradictoires avec les objectifs de protection contre les inondations dans le sens où ils nécessitent que les retenues soient hautes en période de bas étiage.

Les retenues ont un effet d'écèlement des crues en aval de leur emplacement. Au final, le même volume total circule dans le cours d'eau en aval de la retenue, mais sur une plus

longue durée. Le débit maximum par rapport à une situation sans écrêtements est atténué. Les retenues provoquent une inondation d'une portion du territoire en amont de leur construction.

Ce type de mesure modifie complètement l'hydrologie du cours d'eau aval, notamment sa partie aléatoire. En supposant qu'une retenue soit construite à l'aval d'un territoire considéré, ce qui était par exemple le débit de pointe associé à ce qui était considéré comme centennale auparavant sur ce territoire a toutes les chances d'être associé avec une période de retour bien plus importante. De la même façon, les Hydrogrammes de crue vont être modifiés dans leur forme, sous l'effet de l'écrêtement.

Ces retenues peuvent avoir différentes échelles d'effet du local ou global selon leur importance.

La réalisation d'une retenue implique un risque supplémentaire sur le territoire en aval lié à la rupture de cette retenue en pleine eau. Les normes sont d'ailleurs très strictes vis-à-vis de ce risque qui expose très sévèrement les vies des riverains en aval.

h. Déversoir d'orage :

Ce sont des retenues très spécifiques en milieu urbain qui visent à stocker, même momentanément, l'eau des pluies qui sinon aurait ruisselé, pour limiter le ruissellement sur une petite partie du territoire.

Il existe des aménagements réalisés dans les versants et peuvent avoir de nombreux avantages, par exemple sur les ruissellements des crues, sur l'érosion ou sur le temps de transfert des pollutions. Ces aménagements constituent des obstacles linéaires disposés perpendiculairement à la pente favorables au ralentissement dynamique de l'écoulement (diminution de la vitesse des eaux de ruissellement pendant les averses intenses) et moins exigeants en terme de protection contre les crues, citons :

- Les embroussailllements ;
- Les fossés, les haies, et les talus ;
- Les corrections torrentielles et les banquettes enherbées ...etc.

i. Les épis :

Un épi est une structure enracinée à la berge, établie transversalement par rapport au cours d'eau. Les épis constituent des obstacles à l'écoulement de l'eau et provoquent un régime de vitesse décroissant de la tête vers l'enracinement et entraînent un changement de direction de courant à leur voisinage.

En basses eaux, sans déversement, les courants forment des tourbillons à axe vertical. En hautes eaux, avec déversement par-dessus l'épi, il se forme d'autres tourbillons à axe horizontal qui se superposent aux premiers.

Implantation des épis :

L'espacement entre les épis dépend de la largeur de la rivière, de leur longueur et de leur nature. Théoriquement, pour qu'un système d'épis soit efficace, il faut que l'écart entre deux épis successifs soit de l'ordre d'une fois et demie (1,5) leur longueur moyenne.

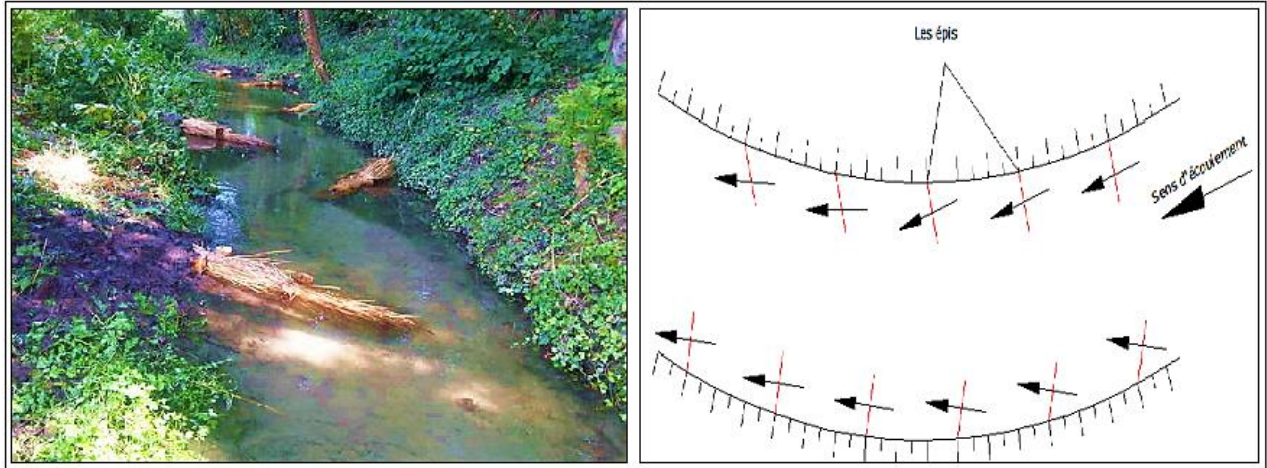


Figure IV.4.Epi déflecteurs posés

Dans tous les cas la mise en œuvre concrète de ces techniques se fera dans un double souci :

- Développer une réflexion spécifique d'adaptation au bassin versant traité ;
- Prendre en compte systématiquement les mises en danger éventuelles que ces aménagements peuvent eux-mêmes provoquer.

IV.2.3. Atténuation de la vulnérabilité

Les actions de réduction de la vulnérabilité peuvent être envisagées à de nombreuses échelles de temps :

- Long terme : Planification de l'occupation des sols ;
- Moyen terme : Mesures constructives ;
- Court terme : Mesures d'urgence.

Afin d'éviter le surcroît de la vulnérabilité, une attention toute particulière doit être accordée aux facteurs suivants :

a. L'influence des facteurs anthropiques :

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des crues des cours d'eau.

b. L'urbanisation et l'implantation d'activité dans les zones inondables :

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

c. La diminution des champs d'expansion des crues :

Consécutives à l'urbanisation et parfois aggravées par l'édification de digues ou de remblais, elles ont pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.

d. L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau :

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

e. La défaillance des dispositifs de protection :

Le rôle des dispositifs de protection (digues, déversoirs) peut être limité. Leur mauvaise utilisation et leur manque d'entretien peuvent parfois exposer davantage la plaine alluviale que si elle n'était pas protégée.

f. L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux. Aussi le sens des cultures joue un rôle important dans le phénomène de ruissellement, non seulement du point de vue de la quantité d'eau ruisselée mais également de la quantité de matériaux emportés. L'idéal est de cultiver dans un sens parallèle aux lignes de niveau.

IV.3.Données de base existante pour l'aménagement

Pour les besoin d'étude et dans le cadre de l'aménagement on a utilisé des cartes topographiques au 1/25 000^{ème} (mise à jour), les vues aériennes de la zone d'étude (Google Earth), du levé topographique et de l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Ghardaïa.

IV.4.Débits de dimensionnement

Le débit de dimensionnement est choisi à partir des normes de protection et de sécurité contre les inondations, et selon l'étude hydrologique, La période de retour choisi est 100ans.

Le débit choisit pour le dimensionnement est : **622.23m³/s**.

IV.5.Calcul hydraulique

L'écoulement de l'eau dans l'Oued s'effectue à la surface libre.

IV.5.1.Généralités sur les écoulements a surface libre

IV.5.1.1.Les canaux

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique (Graf, Altinakar, 2000).

IV.5.1.1.1.Type de canaux

On distingue deux types de canaux:

a. Les canaux naturels :

Sont les cours d'eau qui existe naturellement sur (ou sous) terre, tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques de ces canaux sont généralement assez irrégulières.

b. Les canaux artificiels :

Sont des cours d'eau réalisé par l'homme sur (ou sous) terre, telle que : les canaux découvert construits au ras du sol ou les canaux couverts (égouts et drains...etc.).

Les propriétés hydrauliques de ces canaux sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes.

Et la géométrie des canaux ;

- La section (transversale) d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement.

- Un canal dont la section ne varie pas et dont la pente longitudinale et la rugosité restent constantes, la hauteur d'eau peut cependant varier et est appelé canal prismatique ; sinon, on l'appelle canal non prismatique.

Les éléments géométriques d'une section, sont les suivants :

- i) La section ou la surface mouillée, S , d'un canal est la portion de la section occupée par le liquide;
- ii) Le périmètre mouillé, du canal, formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit y compris les berges, mais ne comprend pas la surface libre;
- iii) Le rayon hydraulique R_h , donné par le quotient de la surface mouillée S , et du périmètre mouillé P ;
- iv) La profondeur, h , ou la hauteur d'eau, au moins qu'elle soit définie autrement, est considérée comme la profondeur maximum ;
- v) La largeur (superficielle) B , du canal à sa surface libre ;
- vi) La profondeur hydraulique, D_h , du canal définie par : $D_h = S/B$.

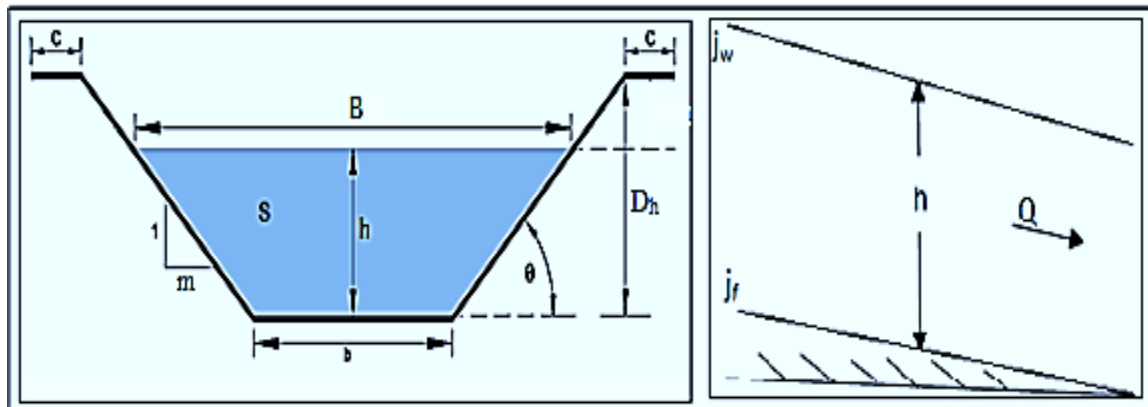


Figure IV.5.différent éléments géométriques des canaux

La pente de fond du canal, J_F ;

- i) La pente piézométrique ou pente de la surface libre, J_w .

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain.

IV.5.1.1.2.Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre (à la pression atmosphérique). L'écoulement à la surface libre est dû à la pente de fond du canal et non, comme pour les conduites à la différence de charge entre deux sections.

a. Types d'écoulement :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h ou H , par rapport au temps et l'espace.

a.1. Variabilité dans le temps :

Un écoulement est (dit) permanent, si toutes les propriétés de l'écoulement sont constantes dans le temps, la vitesse est ponctuelle, ainsi que la profondeur ou H , restent invariable dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent le débit (Q) est constant.

Un écoulement est (dit) non permanent, si la profondeur ou H , ainsi que les autres paramètres varient avec le temps. Par conséquent le débit (Q) est variable.

Au sens strict, l'écoulement, dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins, les variations temporelles sont souvent suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent, du moins dans un intervalle de temps relativement court.

a.2. Variabilité dans l'espace :

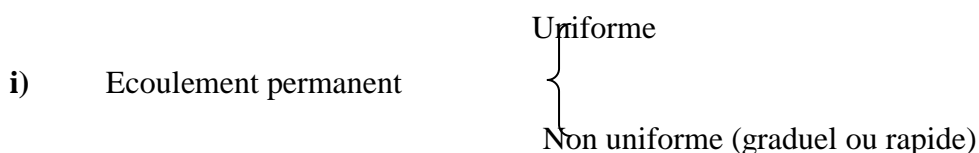
Le mouvement est uniforme si la profondeur, H , ainsi que les autres paramètres, restent invariable dans les diverses sections du canal. La ligne de la pente de fond est donc parallèle à la ligne de la surface libre et l'on a $J_f = J_w$.

Le mouvement est non uniforme ou varie si la profondeur, $H(x)$, ainsi que les autres paramètres, changent d'une section à l'autre. La pente de fond diffère alors de celle de la surface libre, $J_f \neq J_w$.

Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur, $H(x) = H$, ainsi que les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon et que la vitesse reste quasiment constante.

Lorsque le mouvement est rapidement varié, la profondeur, $H(x)$, ainsi que les autres paramètres changent brusquement, parfois avec des discontinuités. Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

Les types d'écoulements qu'on rencontre en hydraulique fluviale peuvent être résumés ainsi :



- ii) Ecoulement non permanent
- Uniforme (rare)
- Non uniforme (graduel ou rapide)

b. Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombre adimensionnels suivants :

Le nombre de Froude F_r , qui est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inertie.

Le Nombre de Reynolds R_e , qui est le rapport entre les forces de frottement et les forces de d'inertie.

La rugosité relative, qui est le rapport entre la hauteur de la rugosité et une longueur caractéristique.

Le rôle du nombre de Reynolds : est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement laminaire $R_e < 500$
- écoulement turbulent $R_e > 2000$
- transitoire $500 < R_e < 2000$

Dans la pratique on ne rencontre en générale que des écoulements turbulents, souvent rugueux.

Le rôle du nombre de Froude: est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial $F_r < 1$
- écoulement torrentiel $F_r > 1$
- écoulement critique $F_r = 1$

Dans la pratique on ne rencontre des trois types d'écoulements.

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement :

- fluvial-laminaire $F_r < 1$; $R_e < 500$
- fluvial-turbulent $F_r < 1$; $R_e > 2000$
- torrentiel-laminaire $F_r < 1$; $R_e < 500$
- torrentiel-turbulent $F_r > 1$; $R_e > 2000$

Finalement un écoulement uniforme ou variant graduellement peut être caractérisé selon son régime : fluvial, critique ou torrentiel.

IV.5.2.Dimensionnement des canaux

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

L'écoulement uniforme ne s'observe que dans les canaux prismatiques très longs et loin des extrémités amont et aval (Graf, Altinakar, 2000).

IV.5.2.1.Les formules principales de calcul

Les canaux artificiels sont en général de dimension importante. En conséquent le nombre de Reynolds et la rugosité ont des valeurs élevées. Cela implique que l'écoulement turbulent est souvent rugueux (Graf, Altinakar, 2000).

IV.5.2.1.1.La relation de types Chézy

Pour un écoulement turbulent rugueux, La relation de Chézy peut être utilisée. Par contre, elle n'est valable ni pour un écoulement laminaire, ni pour un écoulement turbulent lisse.

$$U = C \sqrt{R_h J_f} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

U : La vitesse moyenne [m/s] ;

R_h : Rayon hydraulique [m] ;

J_f : La pente du fond du canal [m/m] ;

C : Coefficient de Chézy (expression dimensionnelle) [$m^{1/2}/s$].

Différentes formules d'origine empirique sont proposées pour le calcul du coefficient de Chézy, C, en le reliant au rayon hydraulique, R_h . Parmi ces formules on cite :

a. La formule de Bazin :

Etablie avec des données des petits canaux artificiels, la relation s'écrit :

$$C = \frac{87}{1 + (m_B / \sqrt{R_h})} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Le coefficient de Bazin varie de $m_B = 0.06 m^{1/2}$, pour un fond à surface lisse, $m_B = 1.75 m^{1/2}$ pour un lit de galets ou encombré d'herbe.

b. La formule simplifiée de Kutter

Etablie avec des données des canaux artificiels, mais utilisant aussi des données des grands fleuves, à la même forme :

$$C = \frac{100}{1 + (m_k / \sqrt{R_h})} \dots\dots\dots (IV.3)$$

IV.5.2.1.2. La formule de Manning-Strickler

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning :

$$U = \frac{1}{n} R_h^{2/3} J_f^{1/2} \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$Q = S K_s R_h^{2/3} J_f^{1/2} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$K_s [m^{1/3} s^{-1}]$ est le coefficient de Strickler et $n [m^{-1/3} s]$ est le coefficient de Manning, avec :

$$n = 1/K_s \dots\dots\dots (IV.6)$$

La formule de Manning-Strickler est extrêmement simple mais ne doit pas être utilisée que pour les écoulements turbulents rugueux, donc à grand nombre de Reynolds.

Remarque :

Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de Manning-Strickler.

IV.5.3. Calcul des paramètres géométriques**IV.5.3.1. La profondeur normale (h_n)**

La profondeur normale, h_n ou y_n , est la profondeur d'eau en écoulement uniforme dans un canal de pente, J_f , donnée, parcouru par un débit, Q . (Les éléments géométriques de la section qui correspondent à la profondeur normale, h_n , sont appelés éléments normaux, telle que: R_{hn} , S_n , ou P_n).

Il existe plusieurs méthodes du calcul de la profondeur normale, h_n ; Et parmi ces méthodes on a la méthode itérative.

Le procédé de calcul par la méthode itérative : En introduisant les expressions pour S et R_h ainsi que les valeurs de n (si on utilise la formule de Manning-Strickler) et J_f dans l'équation (IV.5) pour le débit Q , ensuite on fixe la valeur de la largeur de fond, b (il dépend de la forme de la section du canal), et enfin, on fait varier les valeurs de h (avec un pas fixe ou variable) et on détermine Q Jusqu'à Q_{max} .

IV.5.3.2. La profondeur critique (h_c)

La profondeur critique, h_c , d'un canal est la profondeur d'eau à laquelle :

- L'énergie spécifique est minimal, H_{sc} , pour un débit donné (cf. Figure IV.7) ;
- Le débit est maximal, Q_{max} , pour une énergie spécifique donnée (cf. Figure IV.7).

À partir de la notion de l'énergie spécifique, cité précédemment :

Il s'ensuit que l'équation (IV.16) s'écrit :

$$2(H_{sc} - h_c) = D_h \dots\dots\dots (IV.6)$$

Et que, en utilisant l'équation (IV.11), le débit maximal, Q_{max} , est donné par :

$$Q_{max} = S \sqrt{g D_{hc}} \dots\dots\dots (IV.7)$$

La vitesse moyenne correspondant à la profondeur hydraulique critique, D_{hc} , est :

$$U_c = \sqrt{g D_{hc}} \quad \text{ou} \quad \frac{U_c^2}{2g} = \frac{D_{hc}}{2} \dots\dots\dots (IV.8)$$

En régime critique, donc la charge cinétique est donc égale à la moitié de la profondeur hydraulique.

L'équation IV.19 ou l'équation IV.12 peuvent aussi être écrites ainsi :

$$\frac{U_c}{\sqrt{g D_{hc}}} = 1 \dots\dots\dots (IV.9)$$

L'équation IV.19 est la définition du nombre de Froude en régime critique ($Fr=1$)

Pour un canal rectangulaire l'équation IV.19 avec : $D_{hc} = h_c$ d'où

$$\frac{U_c}{\sqrt{g h_c}} = 1 \dots\dots\dots (IV.10)$$

IV.5.3.3. La pente critique (J_c)

La pente critique, pour un débit donné, est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime uniforme critique, autrement dit la pente où le débit s'écoule sous un minimum de charge (Lencastre; 2008).

On utilisant la formule de Chézy en régime critique :

$$Q = S_{cr} C \sqrt{R_h J_c} \dots\dots\dots (IV.11)$$

De plus, en régime critique le nombre de Froude est égale à 1 (équation IV.19), avec l'équation de continuité de débit, l'équation IV.19 devient :

$$\frac{C^2 S_{cr}^2 R_h J_c}{S^2 g D_{hc}} = 1 \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec, la profondeur hydraulique, $D_h=S/B$, on écrit :

$$J_c = \frac{gS}{C^2 B R_h} \dots\dots\dots (IV.13)$$

IV.5.4. Notion de l'énergie spécifique (HS)

L'énergie (charge) totale pour une pente faible ($J_f < 0.1$) dans une section est donnée par :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \dots\dots\dots (IV.14)$$

(Voir: Graf Et Altinakar, 2000, p.22)

Dans l'équation précédente (IV.7) pour définir la charge, on se rapporte à un plan de référence horizontal quelconque.

Si l'on se réfère maintenant au fond du canal, le terme z est fixé par l'implantation du canal, on définit une fraction de la charge totale, appelé charge spécifique, H_s ; on écrit alors (voir figure IV.6) :

$$\frac{U^2}{2g} + h = H_s \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec l'équation de continuité, $Q = US$ on obtient :

$$\frac{Q^2/S^2}{2g} + h = H_s \dots\dots\dots (IV.16)$$

La notion de la charge spécifique est souvent très commode ; elle facilite la compréhension et aide à résoudre différents problèmes d'écoulement à surface libre.

Pour la section d'un canal donné, la surface, S , est une fonction de la profondeur d'eau, h , et l'équation (IV.16) établit une relation de la forme suivante :

$$H_s = f(Q, h) \dots\dots\dots (IV.17)$$

Qui permettra l'étude de la variation de :

- Courbe d'énergie spécifique : h avec H_s , pour un débit donné $Q=Cte$;
- Courbe de débit : h avec Q , pour une énergie constante.

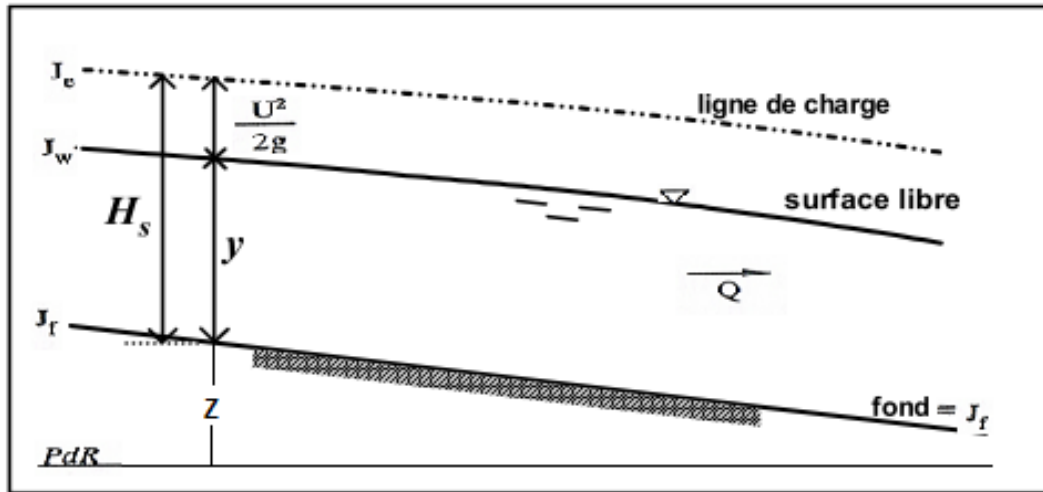


Figure IV.6.Définition de la charge totale H, et de la charge spécifique, Hs

a. Courbe d'énergie spécifique :

Pour un débit constant l'équation(IV.18), donne la charge spécifique, Hs, en fonction de la profondeur d'eau, h, la courbe correspondante à deux asymptotes (voire la figure IV.6) :

- 1) pour $h=0$, une asymptotes horizontale ;
- 2) pour $h= \infty$, la droite $h=H_s$ est une autre asymptotes.

D'après la figure IV.3, la courbe a un minimum, $H_{s_{cr}}$, pour :

$$\frac{dH_s}{dh} = -\frac{Q^2}{gS^3} \frac{dS}{dh} + 1 = 0 \dots\dots\dots(IV.18)$$

Du fait que, $dS/dh=B$, à la surface libre et avec la profondeur hydraulique, $D_h=S/B$, on obtient :

$$\frac{Q^2}{gS^3} \frac{B}{S^3} = \frac{U^2}{gD_h} = 1 \dots\dots\dots(IV.19)$$

Pour un canal rectangulaire, on a $D_h=h$.la valeur, h, qui correspond à une charge spécifique minimale, Hs, est appelée profondeur critique

En suivant la courbe de la figure IV.3, dans le cas où un écoulement peut avoir lieu. On constatera qu'il y a toujours deux solutions pour les profondeurs d'eau, h_1 et h_2 , pour un débit constant et une valeur quelconque de charge spécifique, Hs.

Les deux profondeurs h_1 et h_2 on les appelle les profondeurs correspondantes ($h_1 < h_{cr} < h_2$), tous deux indiquent différents régimes d'écoulement, soit :

- | | | |
|--------------|---|---------------------|
| $h < h_{cr}$ | , | Régime fluvial ; |
| $h > h_{cr}$ | , | Régime torrentiel ; |
| $h = h_{cr}$ | , | Régime critique. |

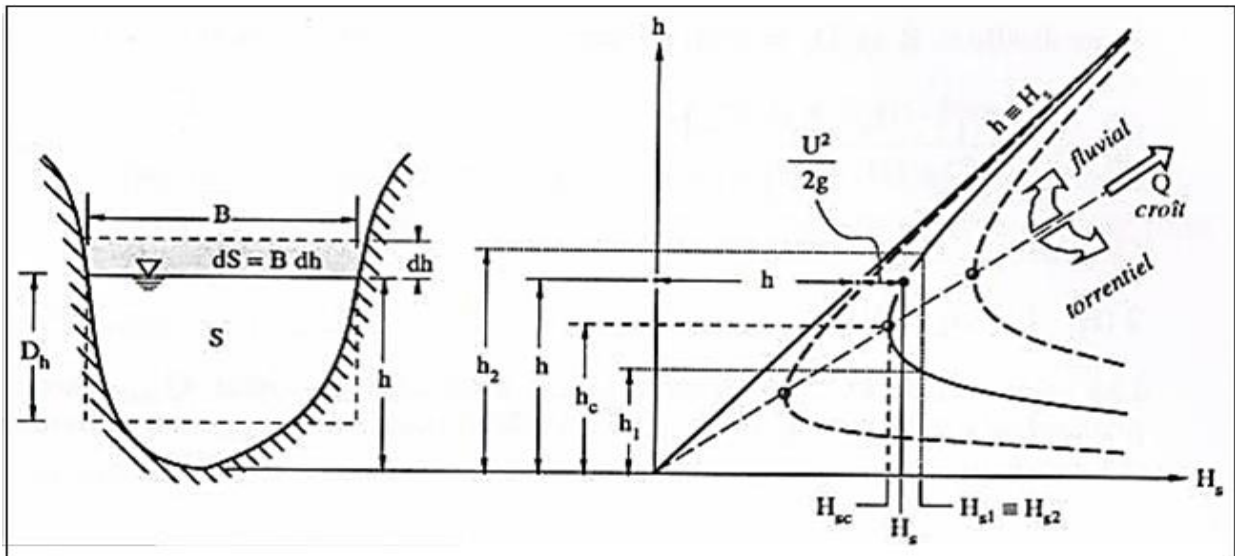


Figure IV.7. Courbe d'énergie spécifique, $H_s = f(h)$, $Q = C^{te}$

S'il y a variation de débit, Q , les courbes correspondantes ont la même forme et s'emboîtent les unes dans les autres en s'éloignant de l'origine quand le débit augmente (voir figure IV.7).

b. Courbe de débit :

Pour une charge spécifique, H_s , donnée. L'équation (IV.20) donne l'évolution de débit en fonction de la profondeur d'eau, h , comme suit :

$$Q = S \sqrt{2g(H_s - h)} \quad \text{.....(IV.20)}$$

À partir de la courbe (figure IV.4), on obtient :

- 3) pour $h=0$, $Q=0$;
- 4) pour $h=H_s$, $Q=0$.

De plus, la courbe a un maximum, Q_{max} , pour :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{2g(H_s - h)(dS/dh) - Sg}{[2g(H_s - h)]^{1/2}} = 0 \quad \text{.....(IV.21)}$$

Avec $dS/dh=B$ et $D_h=S/B$, on écrit :

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{gB(2(H_s - h) - D_h)}{[2g(H_s - h)]^{1/2}} = 0 \quad \text{.....(IV.22)}$$

$$\frac{dQ}{dh} = 0 , \quad \text{si} \quad 2(H_s - h) - D_h = 0 \quad \text{..... (IV.23)}$$

Les valeurs, h et D_h , qui correspondent à un débit maximal, Q_{max} , sont les profondeurs critiques, h_c et D_{hc} . Pour un débit inférieur à Q_{max} , on retrouve les deux différents régimes d'écoulement (voir la figure IV.7 et IV.8).

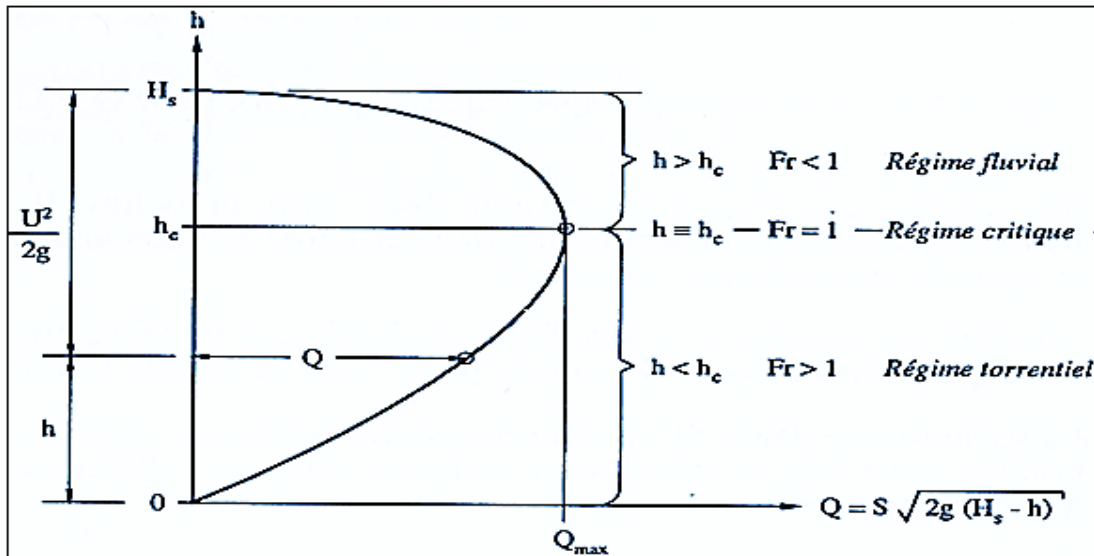


Figure IV.8. Courbe des débits, $Q=f(h)$, pour $H_s = \text{Cte}$

Pour un canal rectangulaire, $Dh=h$, l'équation, IV.16 devient :

$$2(H_s - h) - h = 0 \dots\dots\dots (\text{IV.24})$$

D'où l'on obtient pour la profondeur critique ($h=h_c$ et $H_s=H_{s_{cr}}$) :

$$h_c = \frac{2}{3} H_{s_{cr}} \dots\dots\dots (\text{IV.25})$$

IV.5.5.Écoulement dans une courbe

Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement.

Si le débit, Q , reste constant à travers la courbe, la vitesse moyenne, U , ainsi que la surface, S , restent constantes. La répartition de la profondeur, $h(y)$, donne toutefois une pente transversale et provoque une surélévation, Δz , sur le bord extérieur (voir figure IV.9).

On utilisant la méthode proposé par Kozeny(1953) pour les écoulements turbulent, la surélévation, Δz , se calcul par la relation suivante :

$$\Delta z = \frac{u_a^2}{2g} \left(\frac{r_0}{r_1} - \frac{r_0}{r_2} \right) \dots\dots\dots (\text{IV.26})$$

Avec :

$U_a = U$; pour $r = r_0$ (cela implique que la vitesse axial U_a se confonde à peu près avec la vitesse moyenne U).

Étant donné que $B = r_2 - r_1$ est la largeur de la courbe, on aura :

$$\Delta z = \frac{B r_0}{r_1 r_2} \left(\frac{U^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (\text{IV.27})$$

Si la largeur, B , est faible devant le rayon de courbure, r_0 , on peut écrire :

$$\Delta z = \frac{B U^2}{r_0 2g} \dots\dots\dots(IV.28)$$

Le profil transversal de la surface d'eau est convexe ; ceci donne

$$\Delta z_1 = \frac{u_a^2}{2g} \left(1 - \frac{r_0}{r_2} \right) \quad \text{Et} \quad \Delta z_2 = \frac{u_a^2}{2g} \left(\frac{r_0}{r_1} - 1 \right)$$

la surélévation, $\Delta z = \Delta z_1 + \Delta z_2$, donnée par l'équation IV.27 est la valeur maximal, $\Delta z = \Delta z_{\max}$, généralement atteinte pour un écoulement fluvial, $Fr < 1$, à l'entrée de la courbe et pour un écoulement torrentiel, $Fr > 1$, vers la sortie de la courbe.

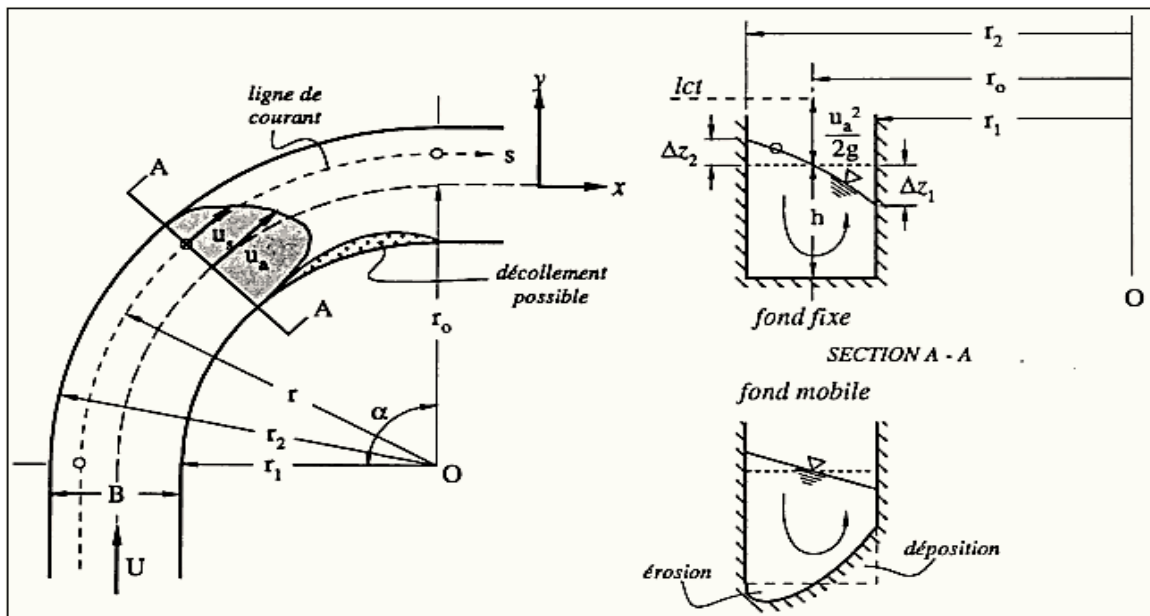


Figure IV.9. Ecoulement dans une courbe (source ; Graf, Altinakar, 2000)

IV.5.6. Calcul de la ligne d'eau

IV.5.6.1. Equation de la surface libre

L'équation de la surface libre est de déterminer la position, et la forme, $h(x)$, de la surface libre pour un débit Q , et une forme géométrique de section S , donnés.

On se base sur l'équation d'énergie :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H \dots\dots\dots(IV.29)$$

Et de l'équation de continuité :

$$Q = US \dots\dots\dots(IV.30)$$

Par dérivant de l'équation (IV.29) par rapport à x , on obtient :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{S^3} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots(IV.31)$$

Cependant, par définition (et en utilisant une relation de type Chézy) :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad \text{et} \quad \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)}{C^2 R_h} \quad \text{avec : } J_e : \text{ la pente énergétique.}$$

On écrit :

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} - J_f = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h} \dots\dots\dots (IV.32)$$

L'équation différentielle précédente, s'écrit par conséquent sous sa forme habituelle :

$$\frac{dh}{dx} = J_f - \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{gS/B}} \dots\dots\dots (IV.33)$$

L'étude précédente a établi l'équation de la surface d'eau, l'intégration de cette équation est nécessaire pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre.

On peut distinguer trois méthodes :

- La méthode par approximation successive ;
- La méthode par intégration directe ;
- La méthode par intégration graphique.

IV.6. Cartographie de l'aléa

Les hydrogrammes de référence des sous-bassins versants sont utilisés comme données d'entrée du modèle hydraulique. Le choix du type de modèle hydraulique et du logiciel qui permet de le mettre en œuvre est une étape importante. Il faut en effet garder à l'esprit que la méthodologie proposée ici se veut opérationnelle. Elle doit donc tenir compte des difficultés techniques d'une modélisation hydraulique. L'acquisition et la valorisation des données topographiques est également une problématique très importante dans l'objectif d'une cartographie de l'aléa. Nous présentons dans un premier temps les contraintes de la modélisation hydraulique et le modèle que nous avons retenu. Ensuite, nous abordons la question des levés topographiques et de leur exploitation pour la modélisation hydraulique. Enfin, nous donnons les résultats obtenus pour la vallée de Beni M'zab.

IV.6.1. Contraintes de modélisation et choix du modèle

La modélisation hydraulique a pour but le calcul des hauteurs d'eau pour la cartographie de l'aléa. Il s'agit d'une étape importante dans l'évaluation du risque, car les aménagements et les réglementations ultérieures se référeront aux cotes et aux enveloppes de

crues issues de la modélisation hydraulique. Nous définissons tout d'abord l'exigence de la modélisation en terme de représentation des écoulements. Nous présentons ensuite les contraintes de la modélisation, puis le logiciel que nous avons retenu.

IV.6.1.1.Représentation des écoulements

La cartographie des crues est réalisée dans le but de produire un diagnostic du risque d'inondation. Les cartes sont donc susceptibles d'être utilisées dans un cadre réglementaire.

La définition des variables cartographiées et de leur précision permet de choisir un modèle hydraulique adapté aux objectifs de la modélisation.

a. Extension des inondations :

Les cartes d'aléa sont à la base des zonages réglementaires du risque d'inondation. Le contour de la crue de référence, le plus souvent la crue centennale, est retenue pour délimiter le périmètre des zones inconstructibles. Lorsque la pression foncière est forte et lorsque le parcellaire est très découpé, l'épaisseur du trait de la carte de zonage représente des centaines de milliers de dinare de manque à gagner pour les propriétaires des terrains. Dans les vallées, le fond de vallée est en grande partie urbanisé, mais il subsiste des espaces non bâtis qui intéressent de plus en plus les propriétaires privés et les communes.

Dans la vallée de Beni M'zab, la proximité d'une grande ville comme Ghardaïa augmente encore la demande de terrains résidentiels à lotir.

La modélisation de l'aléa doit en premier lieu privilégier une bonne précision sur l'extension géographique des inondations. Cela nécessite une bonne description de la topographie du lit mineur et du lit majeur.

b. Variables cartographiées :

Pour analyser le risque, le débit de pointe de la crue ne constitue qu'une donnée intermédiaire permettant la modélisation hydraulique. On s'intéresse au variable qui caractérise physiquement l'inondation. La variable intéressante est la suivante (Torterotot, 1994):

- La **hauteur d'eau** est la première variable à considérer. En effet, une inondation dont la hauteur d'eau est d'une vingtaine de centimètres ne représente pas le même danger qu'une inondation présentant des hauteurs d'eau de plus de 1 m. On peut déterminer des seuils de hauteurs d'eau qui ont une signification en terme de dégâts potentiels. Cette variable doit donc être connue avec une précision raisonnable de l'ordre de 10 centimètres.

La méthodologie que nous développons est appliquée aux rivières, ainsi nous ne nous sommes intéressés qu'à la **hauteur maximale de submersion**.

c. Comparaison de modèles hydrauliques 1D et 2D :

Il existe des modèles hydrauliques monodimensionnels (1D) et bidimensionnels (2D). Horritt et Bates (2002) ont testé, sur une même rivière, trois modèles hydrauliques différents utilisés en régime transitoire :

- Un modèle 1D filaire avec le logiciel HEC-RAS de l'US Army Corps of Engineers ;
- Un modèle pseudo-2D raster avec le logiciel LISFLOOD-FP ;
- Un modèle 2D maillé avec le logiciel TELEMAC-2D de EDF.

La modélisation a porté sur un tronçon de la rivière Severn (UK) de 60 km de long. La topographie est décrite par 19 profils en travers et un modèle numérique de terrain (MNT). La résolution du MNT est de 50 m et sa précision altimétrique est inférieure à 15 cm. Deux méthodes de calage et de validation ont été utilisées :

- Reproduction de **l'extension de la crue**, grâce à des images satellites délimitant l'extension de deux crues (octobre 1998 et novembre 2000).
- Reproduction des **hydrogrammes observés** pour les deux crues, notamment de la vitesse de déplacement de la pointe de crue.

Le paramètre de calage d'un modèle hydraulique est le coefficient de rugosité de Manning (e.g: Graf et Altinakar, 2000). Celui-ci est en principe caractéristique de la rugosité du cours d'eau, mais on peut observer que selon le modèle utilisé, on trouve des valeurs sensiblement différentes. Par ailleurs, seuls les paramètres du modèle 1D HEC-RAS varient peu d'une méthode de calage à l'autre : les valeurs obtenues sont celles que l'on peut trouver dans les tables classiques d'hydraulique à surface libre. Les deux modèles 2D ont des jeux de paramètres différents selon la méthode de calage. De plus les valeurs de coefficient de Manning sont assez éloignées des valeurs tabulées classiques. Les trois modèles donnent de bons résultats après calage, mais le calage des modèles 2D est plus complexe que celui du modèle 1D. La mise en œuvre de modèles 2D nécessite un grand nombre de points de calage.

Les auteurs ont également testé les trois modèles en validation (prédiction). On effectue le calage du modèle sur une crue donnée et selon une des deux méthodes de calage. On vérifie ensuite si le modèle est capable de simuler :

- La même crue mais du point de vue de l'extension si on a fait un calage sur les hydrogrammes et vice versa.

- Une crue différente du point de vue de l'extension et des hydrogrammes.

Les résultats donnent à nouveau le modèle 1D HEC-RAS supérieur aux deux modèles 2D quels que soient la méthode de calage et le type de validation. HEC-RAS apparaît nettement plus performant que LISFLOOD-FP (Bates et De Roo, 2000). HEC-RAS est aussi sensiblement meilleur que TELEMAC-2D lorsqu'il s'agit de simuler une crue différente de la crue de calage du point de vue de l'extension.

Les modèles hydrauliques 1D sont les modèles les plus utilisés dans le monde et ce n'est pas un hasard. Ils sont effectivement faciles à caler et leur performance est satisfaisante tant que l'écoulement ne présente pas un caractère 2D marqué (grandes plaines d'inondation présentant des diffluences et des confluences multiples). On peut ajouter que les modèles 1D peuvent être utilisés maillés pour représenter des diffluences localisées. La plupart des logiciels permettent l'optimisation de la répartition des débits à la diffluence.

Dans le cas de l'oued Ghardaïa, le lit majeur est relativement large et la pente du fond de vallée est faible. Les écoulements sont manifestement monodimensionnels, ainsi **nous avons retenu un modèle 1D.**

IV.6.1.2. Prise en compte des régimes transitoires

Le fonctionnement des rivières en crue est influencé par les apports des différents sous-bassins versants, mais aussi par les zones de rétention dans le lit majeur. Le régime d'écoulement des rivières est en général turbulent, fluvial et non permanent. La modélisation hydraulique est délicate : on doit choisir des pas d'espace et de temps adaptés aux conditions hydrauliques de l'écoulement.

- **Régime permanent et régime transitoire**

Lorsque les caractéristiques d'écoulement (hauteur, vitesse...) d'un cours d'eau ne varient pas dans le temps, le régime d'écoulement est qualifié de permanent. Cela se traduit mathématiquement par la nullité de toutes les dérivées partielles des grandeurs par rapport au temps. Le régime est dit non-permanent ou transitoire lorsque les caractéristiques de l'écoulement varient dans le temps (e.g: Graf et Altinakar, 2000). Ceci peut être lié à une perturbation instantanée ou plus étalée dans le temps (une ouverture de vanne, une régulation de barrage, une crue lente ou rapide, une rupture d'ouvrage hydraulique, un pompage...).

Dans la réalité, le régime permanent ne se rencontre quasiment jamais. Mais lorsqu'on s'intéresse, par exemple, à la modélisation d'une pointe de crue dont le débit est stabilisé pendant plusieurs heures, on peut faire l'hypothèse de permanence du régime.

Dans le cas de l'oued Ghardaïa, et plus encore dans le cas de la vallée de Beni M'zab, nous avons vu que les crues sont très rapides. Le débit de pointe est maintenu pendant une courte durée et la variation de débit et de hauteur d'eau est brutale. On ne peut pas représenter correctement l'extension maximale de la crue à l'échelle du bassin versant si on ne tient pas compte des phénomènes transitoires.

▪ **Écoulement fluvial, critique ou torrentiel**

Pour tout écoulement hydraulique on peut calculer le nombre de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{h.g}} \dots \dots \dots (IV.34)$$

V est la vitesse de l'écoulement et h la hauteur d'eau (synonyme de profondeur dans la suite du texte). Si $F < 1$, l'écoulement est fluvial. Si $F > 1$, l'écoulement est torrentiel. Pour $F = 1$, l'écoulement est dit critique.

Pour visualiser si un écoulement est fluvial ou torrentiel, il suffit de créer une perturbation en plongeant un bâton dans l'eau par exemple. Si l'onde provoquée par la perturbation remonte le courant, l'écoulement est fluvial. Si l'onde est propagée vers l'aval, l'écoulement est torrentiel. Un écoulement fluvial est influencé par la ligne d'eau aval, tandis qu'un écoulement torrentiel est influencé par la ligne d'eau amont. Les rivières présentent le plus souvent un écoulement fluvial, mais les torrents de montagne (pente supérieure à 1%) peuvent présenter des écoulements torrentiels. On observe également un passage en écoulement torrentiel sur les seuils (chutes artificielles), dont la pente du coursier peut varier de 10 à 50 %.

Lorsqu'un écoulement torrentiel rejoint un écoulement fluvial, il y a formation d'un ressaut hydraulique qui dissipe beaucoup d'énergie. C'est le remous que l'on peut observer au pied des seuils. Les modèles hydrauliques en régime permanent peuvent le plus souvent effectuer les calculs en fluvial comme en torrentiel, même si le calcul du ressaut n'est pas toujours fait de façon optimale. Par contre, il est plus difficile de simuler un écoulement torrentiel en régime transitoire. Certains modèles utilisent une approximation du régime torrentiel, mais la performance de la modélisation n'est pas garantie. Le calcul de la ligne d'eau sur les seuils peut être réalisé à l'aide d'une loi empirique pour simplifier les calculs.

Dans le cas de tronçon Ghardaïa, la pente du cours d'eau peut être assez faible dans la partie amont (0.4 à 0.5%), Ainsi, pour les crues les plus fortes, on est proche d'un écoulement torrentiel. Toutefois, on fait l'hypothèse que l'écoulement reste fluvial.

▪ **Pas d'espace et pas de temps de calcul**

Dans les modèles hydrauliques 1D, la géométrie du cours d'eau est décrite par un ensemble de profils en travers dont l'espacement moyen constitue le pas d'espace de calcul.

Pour chaque profil en travers, le modèle calcule les caractéristiques de l'écoulement (hauteur, vitesse, périmètre et section mouillés...). Pour contrôler la justesse des calculs, le modèle vérifie que la ligne d'énergie ($h + V^2/2.g$) ne varie pas trop brutalement d'un profil à l'autre.

Lorsqu'une variation trop importante est détectée, le modèle demande un pas d'espace plus fin. Ainsi, pour les rivières de plaine dont la vitesse d'écoulement et la hauteur d'eau varient peu, on pourra se contenter d'un pas d'espace de 100 à 200 m. Par contre, à proximité des ouvrages, le pas d'espace doit être réduit car la ligne d'énergie peut varier fortement (USACE, 2001).

IV.6.1.3. Recherche d'un logiciel simple et efficace

Parmi les dizaines de logiciels de modélisation hydraulique 1D qui existent de par le monde, nous en avons:

- Talweg-Fluvia du Cemagref donne de bons résultats en régime permanent mais il ne permet pas les calculs en régime transitoire. Par ailleurs, son interface est désuète, elle a été améliorée depuis (logiciel SIC).
- MIKE11 est un logiciel danois à la réputation mondiale. Il permet des simulations en régime transitoire ainsi que le couplage avec un SIG. C'est un excellent logiciel commercial à l'ergonomie aboutie.
- HEC-RAS a été développé par l'US Army Corps of Engineers. Ce logiciel permet des simulations en régime transitoire et le couplage avec le logiciel de SIG Arcview de ESRI. L'interface du logiciel est moderne et l'ergonomie irréprochable. Ce logiciel est dans le domaine public, il est donc gratuit.

Nous avons choisi le logiciel HEC-RAS car il est performant, convivial et gratuit.

IV.6.1.4. Le choix du modèle de modélisation

La modélisation hydraulique des cours d'eau naturels en régime de crue est intimement liée aux données topographiques qui forment l'ossature du modèle géométrique (morphométrique) utilisé pour les modélisations. Une recherche des caractéristiques des principaux modèles existants en hydraulique fluviale avec leurs atouts et leurs limites est donc nécessaire.

Dans le cas d'un écoulement dans un oued, on parle d'écoulements en lits composés (lits mineur et majeur) où les caractéristiques de vitesse, hauteur d'eau, rugosité varient le long des lits d'oueds (Bousmar, 2002, CETMEF, 2004 ; Kreis, 2004 Proust, 2005). L'interface entre les lits est primordiale, elle est la source de la majorité des incertitudes pour la simulation des écoulements débordants.

On identifie de fortes pertes de charges dans cette zone et dans la couche limite (interface entre le fond de l'oued et le fluide) comme il est montré sur la Figure.IV.10:

- Pertes par frottement et micro-turbulences au fond du cours d'eau ;
- Pertes dues aux macro-turbulences issues de la différence de vitesse entre les lits ;
- Pertes par transfert de quantité de mouvement entre les lits.

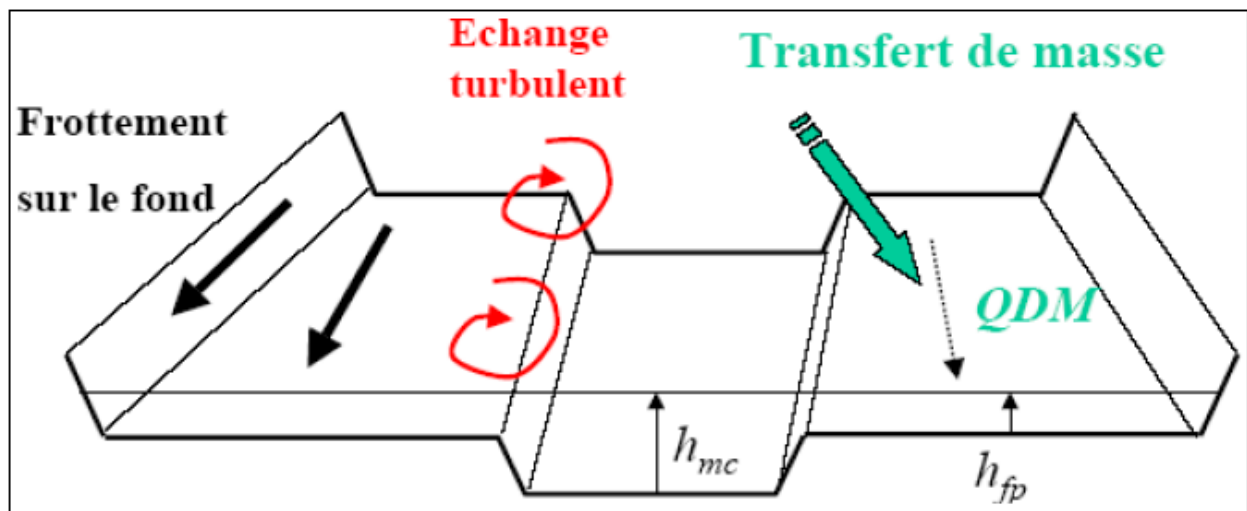


Figure IV.10. Différentes pertes de charge dans un écoulement en lits composés (Proust, 2005)

La plupart des modèles unidimensionnels (1D) à lits composés prennent en charge les pertes par frottement et micro-turbulences, comme HEC-RAS ou Mike11, d'autres tentent de prendre en charge les deux premiers types de pertes, comme Mage5 (Ghavasieha *et al.*, 2006) et les plus évolués cherchent à simuler les trois pertes comme Axeriv. Néanmoins, la caractéristique principale des codes 1D est qu'ils moyennent la hauteur d'eau (et pour certains la vitesse) sur chaque section en travers perpendiculaire aux lits majeur et mineur. Ceci provient de leurs structures et des équations qui les régissent : ils sont constitués d'un ensemble de sections en travers perpendiculaires aux écoulements.

La comparaison effectuée par Horritt *et* Bates (2002) entre LISFLOOD-FP, HEC-RAS et Telemac 2D a mis en évidence les bons résultats du logiciel HEC-RAS, qui obtient des résultats d'une précision comparable à ceux de Telemac 2D en ce qui concerne l'extension spatiale du champ d'inondation et la propagation de l'onde de crue. Cet article conforte le choix du logiciel HEC-RAS pour notre étude.

a. Présentation de HEC-RAS :

Le logiciel est organisé de façon très claire ce qui simplifie beaucoup la modélisation. L'utilisateur travaille par projets. Chaque projet peut contenir plusieurs fichiers de géométrie et plusieurs fichiers d'hydrologie correspondant aux différents événements de référence. Chaque simulation est un plan qui associe un fichier de géométrie et un fichier d'hydrologie. Un projet peut contenir jusqu'à 99 plans différents.

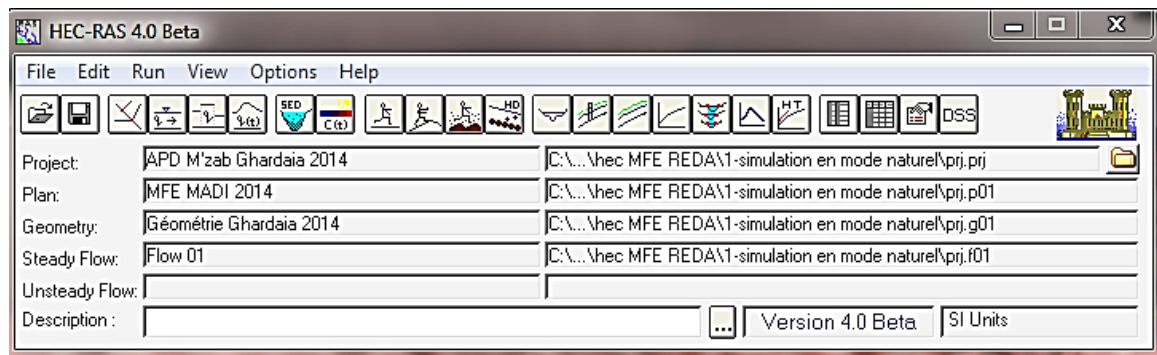


Figure IV.11.Fenêtre principale de HEC-RAS

Les résultats peuvent être visualisés d'un grand nombre de manières différentes : profils en travers, profil en long, vue en 3D, tableaux, courbes de variation spatiale et temporelle des caractéristiques de l'écoulement. On peut animer les différents graphiques pour visualiser l'évolution des paramètres au fil du temps.

IV.6.2.Acquisition des données topographiques

Pour mener des études hydrauliques, il est utile de définir les besoins en données et de considérer les nouvelles techniques de levés existantes. L'exploitation informatique des données permet de valoriser la richesse de l'information topographique tout en limitant les manipulations. Cette étape est cruciale pour garantir la qualité de la cartographie de l'aléa.

IV.6.3.Modélisation de l'aléa et cartographie

A partir du jeu complet de profils en travers extraits du MNT, nous pouvons envisager la simulation hydraulique de l'événement de référence sélectionnés précédemment. Nous présentons tout d'abord les hypothèses formulées et les simplifications concédées pour mener à bien la modélisation hydraulique. Ensuite, nous rendons compte du calage et de la validation du modèle hydraulique appliqué à Ghardaïa. Enfin, nous dévoilons les résultats des simulations hydrauliques et la cartographie de l'aléa dans la vallée de M'zab.

IV.6.3.1.Hypothèses et simplifications

Nous avons dans un premier temps vérifié que le débit de pointe est bien la variable caractéristique de la crue. Les ouvrages hydrauliques peuvent être intégrés au modèle, mais nous avons dû réaliser des simplifications pour assurer la stabilité de la simulation.

IV.6.3.2.Calage et validation du modèle hydraulique

Le paramètre de calage d'un modèle hydraulique est le coefficient de Manning n (ou bien $K = 1/n$). Pour mettre en évidence la sensibilité du modèle à ce paramètre, il faut faire un test de sensibilité.

IV.6.3.3.Simulation hydraulique et cartographie

La simulation hydraulique des événements de référence permet de spatialiser le débit de pointe en tout point du cours d'eau. Le couplage du modèle hydraulique et AutoCAD permet une cartographie des événements de référence. Mais la cartographie finale de l'aléa doit être confiée à un opérateur ayant une bonne connaissance du terrain d'étude.

IV.6.4.Les zones inondables (terminologie et concepts)

Avant de procéder au calcul hydraulique de simulation, nous permettant de délimiter les zones inondables le long de l'oued de Ghardaïa et de proposer les variantes d'aménagements correspondants, il est souhaitable de donner les quelques définitions-clés utilisées dans cette étude.

IV.6.4.1.Zone spécifique a risque d'inondation

Une zone spécifique à risque d'inondation ou d'inondabilité (ZSRI) est un périmètre de terrain pouvant être inondé par une crue de fréquence 1% qui peut avoir lieu durant n'importe quelle année (hydrologique). La crue centennale (1%) représente aussi la crue de référence pour de nombreux projets hydrauliques. Elle correspond pour une période de 30 années, à un risque de crue centennale de l'ordre de 26% de chance. Le tableau.IV.1 suivant donne les risques d'occurrence des crues de différentes fréquences et différentes périodes d'exploitation.

Le NCR est la cote de la surface d'eau correspondant à la crue de fréquence 1% en un point donné. Le NCR est défini en utilisant le code de calcul HEC-RAS.

Tableau IV.1: Probabilité (%) du risque d'inondation = $1-(1-1/T)^n$

n (années)	T = période de retour, années (Fréquence en %)			
	5 (20%)	10 (10%)	20 (5%)	100 (1%)
5	63	41	22	5
10	87	65	40	9
20	98	88	64	17
30	99.9	96	79	26
50	>99.9	99.5	92	40
100	>99.9	>99.9	99.4	60

IV.6.4.2.Zone inondable

La zone inondable (ou zone d'acheminement de la crue) représente le lit mineur plus des parties de terrasses ou plaines d'inondations, libres de tout obstacle (diguette ou autre) pour la crue centennale de référence sans surélévation au-delà du niveau NCR correspondant (le critère du FEMA est $NCR \pm 0.3m$). Les zones inondables peuvent être définies à l'aide du code de calcul HEC-RAS, en utilisant un événement naturel de crue centennale (sans aménagement) comme crue de référence.

Les zones inondables sont des entités complètes pour les aménagements hydrauliques des oueds, puisqu'elles représentent des périmètres libres de tout obstacle entravant le passage naturel des débits de crues. Le restant des plaines d'inondation, représentant souvent une bande d'inondation, située juste au niveau et bien au-dessous du NCR. Si l'oued n'admet pas de zones inondables, on ne peut alors déterminer la localisation exacte des aires dites de "sécurité". La figure (IV.12) suivante illustre un exemple de vues en plan et en section en travers.

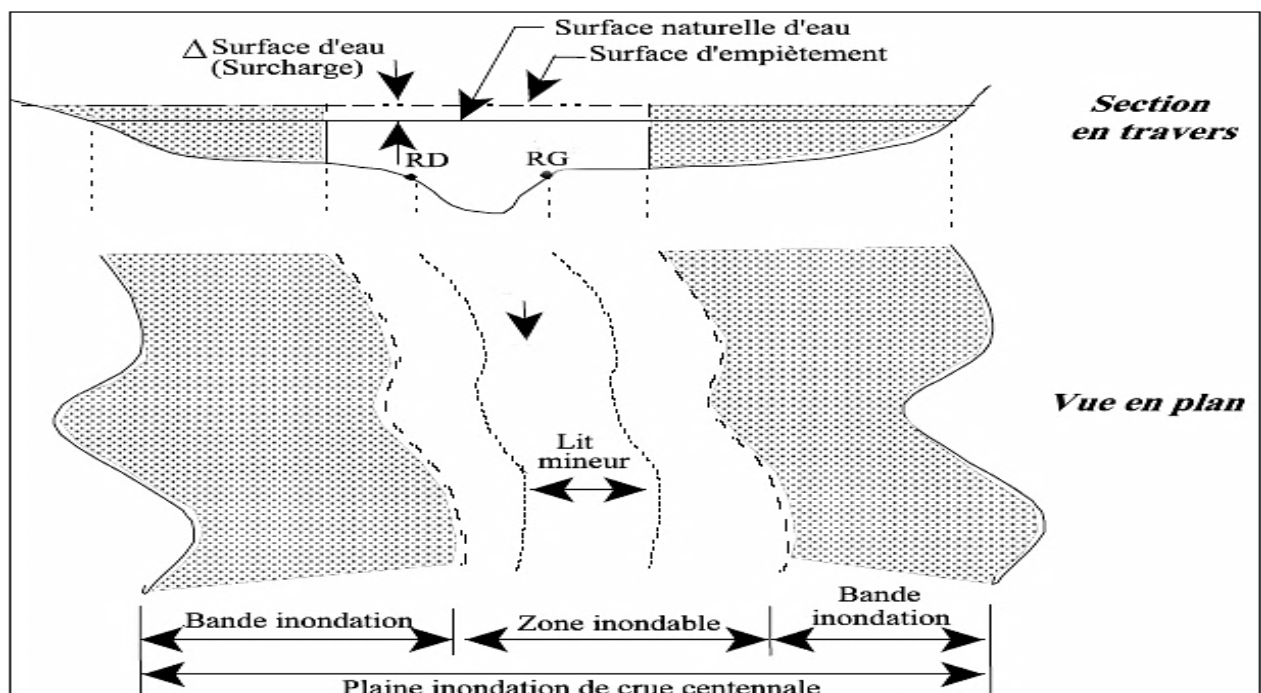


Figure IV.12. Vues en section en travers et en plan d'une zone inondable

IV.6.4.3.Surcharge de crue

Une surcharge due à une crue représente la différence de côtes de surface d'eau entre la cote de référence de la crue centennale et la cote de la zone inondable au niveau d'une section donnée. Pour une zone inondable calculée, la surcharge varie normalement d'une section à une autre. La figure (IV.12) illustre le concept de surcharge.

Les normes du FEMA requièrent une surcharge ne dépassant pas 0.3m en n'importe quel endroit. Ce concept a été développé dans l'espoir qu'une surélévation inférieure à 0.3m n'entraîne pas une augmentation dangereuse de la vitesse d'écoulement. Cependant, puisque les études réalisées utilisant ce concept, ne tenant pas compte des changements dans l'hydrologie du bassin versant, comme l'accroissement du débit, par exemple, utilisent une surélévation de 0.3m de la zone inondable, ce qui permet un plus grand élargissement de la bande d'inondation.

IV.6.4.4.Bandes d'inondation

L'aire située entre les limites de la zone inondable et les limites des plaines d'inondation de la crue centennale de référence, est appelée bande d'inondation, comme illustré dans la figure (IV.12). Les zones inondables sont efficaces pour les aménagements des plaines d'inondations, puisqu'elles permettent un développement (urbain) dans les bandes d'inondation, mais par contre, limitent les surélévations futures de la surface d'eau en-dessous de la surcharge permise.

Ce développement urbain (équipement) souhaité par certaines municipalités, nécessite la construction de diguette de protection prévenant toute submersion de la bande ainsi protégée.

IV.6.5.Le code de calcul HEC-RAS

Le système de modélisation HEC-RAS est un logiciel d'hydraulique fluviale intégrant une panoplie de techniques de calcul hydraulique en régime, fluvial et torrentiel, ainsi que le transport solide et la simulation de phénomènes d'érosion-sédimentation et autres (comme l'envasement de barrages, le transport de polluants, le dimensionnement d'ouvrages d'aménagements de protection contre les inondations ...etc.).

Il a été développé en tant que partie intégrante d'un ensemble de logiciels dédiés aux études hydrologiques et hydrauliques, permettant de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Centre de l'Engineering Hydrologique des USA (Hydrologic Engineering Center) dans le cadre du projet NextGen. Ce projet englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques en cite: simulation pluie-débit, hydraulique fluviale, simulation des systèmes des réservoirs, analyse des dommages d'inondation, prévision des crues pour la conception des réservoirs et autres.

L'application du modèle HEC-RAS est basée sur la subdivision du réseau hydrographique (ramifié) en plusieurs sections (profils en travers ou coupes) perpendiculaires à l'écoulement.

L'application du modèle HEC-RAS a été faite sur la globalité du tronçon de l'oued Ghardaïa longeant le secteur à protéger contre les inondations et ce en utilisant le levé topographique de l'Oued, sur une longueur 1935m.

Les sections en travers géométriques introduites dans le modèle HEC-RAS ont été extraites en utilisant le logiciel Auto CAD en combinaison avec Covadis (cf. planche n°3 et 4).

La figure (IV.14) montre le plan topographique du tronçon étudié.

IV.6.5.1.Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons d'oued considérés :

a. Les données géométriques relatives à chaque section :

- Le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
- Les coefficients de rugosité lits mineur et majeur ;
- Les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite, axe du lit mineur.

b. Les données de l'écoulement (débits de projet) et les conditions aux limites ;

c. Plusieurs singularités représentées par les différents ouvrages (hydrauliques ou ouvrages d'art) existants à travers le tronçon de Ghardaïa.

Les sources et le choix judicieux de toutes ces données sont présentés en détails dans la partie calcul.

IV.6.5.2.Les données géométriques du réseau hydrographique

Les données géométriques nécessaires consistent à l'établissement de la connectivité de l'information pour le système hydrographique (schéma du réseau de tronçons d'oued), les données des sections transversales et les données des ouvrages hydrauliques existants (ponts, dalots, structures latérales, etc.).

La saisie des données géométriques se fait en deux étapes distinctes :

a. Le traçage du schéma de système hydrographique comme il est montré sur la figure (IV.14). Ce schéma est un diagramme représentatif du réseau hydrographique d'une manière plus ou moins réelle en prenant en considération les méandres (sinuosités) des oueds. Il est tracé tronçon par tronçon de l'amont vers l'aval (dans le sens d'écoulement positif).

b.La saisie des données pour les profils en travers du cours d'eau et les structures hydrauliques.

Ces données incluent:

- Les coordonnées X et Y du profil en travers :chaque point de section doit être identifié par sa distance par rapport à un point de référence et par son élévation.
- Les distances à la section suivante : c'est la longueur décrivant la distance entre la section courante et la section en aval. Ces distances sont définies pour la rive gauche, le lit mineur et la rive droite.
- Les valeurs de rugosité n de Manning :la valeur du coefficient de rugosité de Manning n doit être indiquée pour la rive gauche, le lit mineur et la rive droite.
- Stations des berges du lit mineur : Les stations des berges du lit mineur sont employées pour définir quelle partie de la section est considérée comme lit mineur.
- Coefficients de Contraction et d'Expansion : Les coefficients de contraction et d'expansion sont utilisés pour évaluer la quantité de perte d'énergie qui se produit en raison d'une contraction ou d'une expansion d'écoulement.

Source (Google Earth)

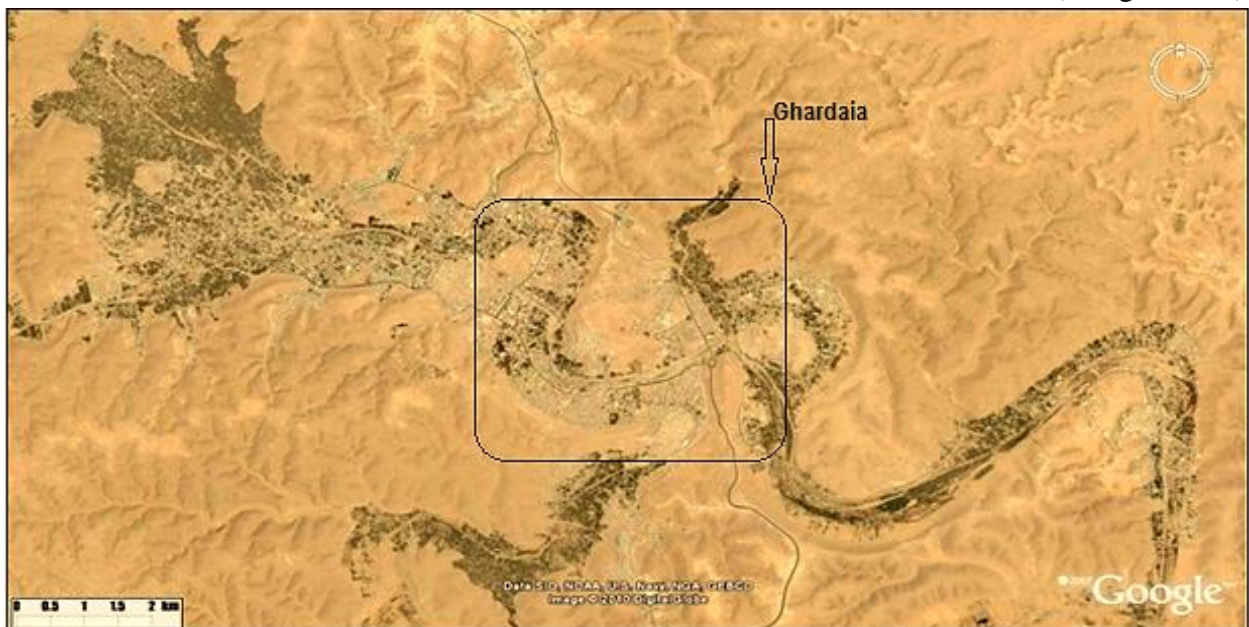


Figure IV.13.Localisation de la zone d'étude

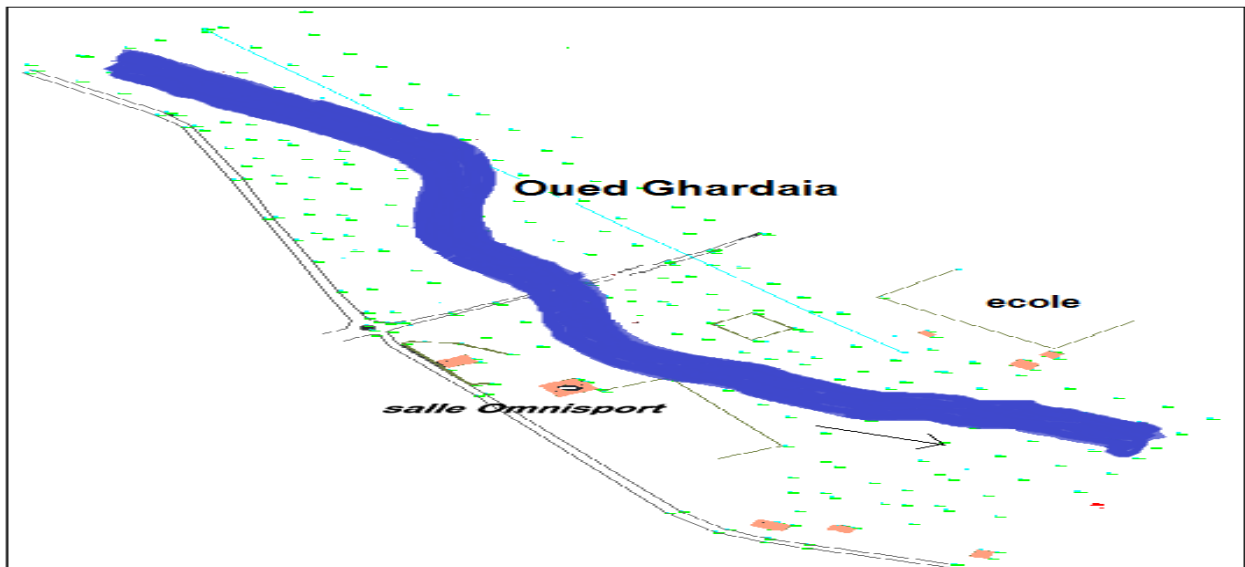


Figure IV.14. Plan du secteur d'étude de l'oued Beni M'zab tronçon de Ghardaïa

IV.6.6. Estimation de la rugosité n de Manning

Les valeurs de rugosité choisies pour le lit (lit mineur) et les terrasses d'inondations (lit majeur) de l'oued sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur) pour toute variable hydraulique ou hydrologique du modèle hydraulique étudié. Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas de règle solide et précise permettant à l'ingénieur hydraulicien de définir avec exactitude (avec un degré de confiance élevé) la valeur de n pour une situation hydraulique donnée. Les facteurs qui affectent la rugosité des lits d'oued comprennent :

- Matériaux de lits et dimension moyenne de particules solides ;
- Irrégularités des surfaces des lits d'oued ;
- Formes des lits d'oued (comme les rides, dunes, chutes et autres) ;
- Caractéristiques d'érosion et de sédimentation ;
- Tendances à la formation de méandres ;
- Obstacles à l'écoulement (arbres déracinés, souches d'arbres, remblais et autres) ;
- Changement dans la géométrie entre les sections d'oueds ;
- Végétation sur les terrasses d'inondations et le lit mineur de l'oued.

Il est vraiment très difficile de tenir compte de tous ces paramètres dans une seule et unique valeur représentant le coefficient de rugosité de Manning n . Pour estimer le coefficient n des terrasses d'inondations, l'ingénieur hydraulicien se base généralement sur les valeurs relatives à la végétation, l'occupation des sols ou les deux ensembles.

Des tests de contrôle doivent être réalisés pour évaluer l'effet de la variation de la valeur de rugosité n sur le résultat hydraulique final. Une bonne estimation est celle s'écartant de 20% environ de la "vraie" valeur de n . en plus de l'expérience acquise, tous les moyens techniques, comme les tables, la formule ou technique Cowan ou d'autres approches pour estimer les valeurs de n les plus plausibles pour le tronçon d'oued considéré et ce en tenant compte des différents ouvrages en place. Une moyenne arithmétique ou pesée de toutes les estimations, obtenues à partir de ces techniques, peut être utilisée et appliquée comme valeur de rugosité adoptée. Par exemple, les valeurs de rugosité n des terrasses d'inondations ou même du lit mineur d'oued estimées à partir des tables, peuvent être modifiées en utilisant les observations et visites in situ de terrains et même des images aériennes récentes (ou images satellitaires Google, par exemple) montrant la densité et les changements dans la végétation locale.

IV.6.6.1.Simulation de l'Oued Beni M'zab (tronçon Ghardaïa) à son état naturel

Dans des projets hydraulique comme la protection des villes contre les crues des oueds, situé dans ou à proximité de la ville, une étude de l'état naturel de l'oued dans le cas des crues fréquents s'impose au but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation de la zone inondable, afin d'envisager les solutions les plus adéquate pour le projet de protection.

Dans notre cas on a recours à la simulation hydraulique de notre oued grâce au logiciel HEC-RAS (version 4.00 Beta, Novembre 2006), on s'appuyant sur les données de bases citée déjà.

Oued M'zab passe à côté de la ville sur une longueur de 1935m, ce dernier sera découper en 23 profils en travers, afin d'avoir une bonne simulation.

L'estimation de la rugosité de Manning est souvent très délicate, dans notre projet on la détermine pour chaque tronçon grâce aux tables de rugosité qui donne la rugosité en fonction de la couverture du sol.

Les résultats de la simulation HEC-RAS sont résumées dans le Tableau IV.2.

Tableau IV.2: Résultat de la simulation de l'oued à son état naturel

Rivier	River Station	Q Total	Cote Min Oued	Niveau. Eaux	Niveau critique	N.L. Energie	P.L. Energie	Vitesse	Surface mouillé	L. mouillé	Nbr de Froude	Observ
	/	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	/	/
O. Ghardaïa	1935	622.23	497.06	500.40	500.40	501.25	0.004608	4.20	163.43	97.74	0.86	Débordé
O. Ghardaïa	1835	622.23	496.51	500.02	499.74	500.56	0.002643	3.40	208.49	120.00	0.66	-
O. Ghardaïa	1735	622.23	495.69	499.96		500.32	0.001427	2.75	244.98	96.29	0.50	Débordé
O. Ghardaïa	1635	622.23	495.08	499.87		500.19	0.000990	2.60	258.59	83.79	0.43	Débordé
O. Ghardaïa	1535	622.23	494.48	499.57		500.04	0.001708	3.06	206.76	69.19	0.54	Débordé
O. Ghardaïa	1435	622.23	494.36	499.41		499.85	0.002015	2.93	216.08	89.08	0.58	Débordé
O. Ghardaïa	1335	622.23	493.17	499.52		499.69	0.000401	1.89	346.57	88.71	0.28	Débordé
O. Ghardaïa	1285	622.23	494.63	498.32	498.32	499.54	0.006818	5.03	128.06	52.55	1.03	-
O. Ghardaïa	1185	622.23	493.48	494.94	495.77	497.95	0.046250	7.88	82.86	85.16	2.40	Débordé
O. Ghardaïa	1115	622.23	493.10	496.12	496.01	496.76	0.005328	3.72	181.29	118.96	0.88	Débordé
O. Ghardaïa	1015	622.23	492.54	496.02		496.42	0.001802	3.05	233.82	102.70	0.56	Débordé
O. Ghardaïa	950	622.23	492.13	495.75		496.27	0.002535	3.33	203.57	95.19	0.65	Débordé
O. Ghardaïa	850	622.23	491.67	495.53		496.00	0.002605	3.08	207.98	98.89	0.64	Débordé
O. Ghardaïa	750	622.23	491.67	495.52		495.77	0.001121	2.21	282.15	106.07	0.43	Débordé
O. Ghardaïa	700	622.23	490.74	495.36		495.70	0.001349	2.71	242.94	86.21	0.49	Débordé
O. Ghardaïa	650	622.23	490.63	494.57	494.57	495.53	0.005098	4.50	150.75	76.52	0.91	Débordé
O. Ghardaïa	600	622.23	490.36	494.46	493.62	494.90	0.002064	2.97	214.63	88.90	0.58	Débordé
O. Ghardaïa	500	622.23	490.53	494.34		494.71	0.001466	2.72	236.05	82.91	0.50	Débordé
O. Ghardaïa	400	622.23	489.86	494.31		494.57	0.000894	2.34	280.90	88.38	0.40	Débordé
O. Ghardaïa	300	622.23	489.88	493.24	493.24	494.29	0.006840	4.55	136.62	66.22	1.01	Débordé
O. Ghardaïa	200	622.23	489.21	492.79	492.43	493.52	0.003916	3.78	165.89	75.12	0.79	Débordé
O. Ghardaïa	100	622.23	488.72	491.83	491.83	492.98	0.006526	4.76	130.74	57.34	1.01	-
O. Ghardaïa	0	622.23	488.23	490.71	491.07	492.07	0.012755	5.17	120.29	78.06	1.33	-

Les figures de la simulation son dans l'annexe II.1.

Commentaire :

On remarque que l'oued M'zab tronçon de Ghardaïa déborde tout le long de son parcours à côté de la ville de Ghardaïa, et on remarque que ce débordement et plus au côté droite de l'oued.

IV.6.6.2.Aménagements (recalibrage de l'oued en canal trapézoïdal)

On propose un aménagement de l'oued en un canal trapézoïdal de dimension à déterminer grâce à une simulation dans le logiciel HEC-RAS, la faible pente du thalweg naturel, va nous conduises à avoir un canal de dimension importantes, sur tout son cheminement dans les limites du tronçon étudié, Ce canal traverse suivant une ligne droite le chemin au niveau du dalot existant.

IV.6.6.3.Choix des paramètres de dimensionnement

a. La pente de projet :

Le choix de la pente de projet relève d'une grande importance avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, c'est-à-dire qu'il faut choisir la pente d'une façon à avoir des vitesses inférieure aux vitesses admissibles (limites d'érosion).

On constate que les pentes de terrain naturelle sont très faible, ce qui nous contraint au reprofilage du lit d'Oued dans la plupart des endroits pour avoir des pentes acceptables pour l'écoulement, le nouveau tracé de l'oued est présenté dans les planches, pour une pente de projet prise constante le long du tracé et qui égale à 0.5%.

b. Choix de la valeur du coefficient de rugosité K_s :

Comme on a opté pour une section trapézoïdale en béton armé, le coefficient de rugosité, n , est de l'ordre de $0.013(s/m^{1/3})$, alors on aura $K_s = 75$.

c. Choix de la largeur du fond :

La largeur de fond est tirée à partir de levé topographique qui est égale à 50 m.

IV.6.6.4. Dimensionnement

Les caractéristiques du canal trapézoïdal sont :

- Largeur du fond $b = 50m$;
- Fruit de talus $m = 1/\sqrt{3}$ (section avantageuse).

Le calcul sera effectué à l'aide du logiciel de simulation HEC-RAS (version 4.00 Beta, Novembre 2006).

Les résultats de calcul sont introduits dans le Tableau IV.3.

Tableau IV.3: les résultats de la simulation de l'oued en canal trapézoïdal

Profil	Débit tot	prof.fond	Elév.eaux	H.d'eaux	Elév.critique	Elév.L.Enegi	pente	vitesse	Froude	Régime Eco
	m ³ /s	m	m	m	m	m	m/m	m/s		
1935	622.23	496.35	498.83	2.48	498.83	500.04	0.001423	4.89	1.00	CRITI
1835	622.23	495.81	497.75	1.94	498.29	499.75	0.003164	6.26	1.45	TOR
1735	622.23	495.26	497.08	1.82	497.74	499.37	0.003941	6.71	1.60	TOR
1635	622.23	494.72	496.48	1.76	497.20	498.93	0.004395	6.94	1.69	TOR
1535	622.23	494.17	495.89	1.72	496.65	498.46	0.004749	7.10	1.75	TOR
1435	622.23	493.66	495.37	1.71	496.14	497.97	0.004838	7.14	1.76	TOR
1335	622.23	493.15	494.85	1.7	495.63	497.48	0.004922	7.18	1.78	TOR
1285	622.23	492.90	494.60	1.7	495.38	497.23	0.004949	7.19	1.78	TOR
1185	622.23	492.39	494.08	1.69	494.87	496.73	0.004998	7.22	1.79	TOR
1115	622.23	492.04	493.73	1.69	494.52	496.38	0.004977	7.21	1.78	TOR
1015	622.23	491.54	493.23	1.69	494.02	495.88	0.004967	7.20	1.78	TOR
950	622.23	491.21	492.90	1.69	493.69	495.56	0.005015	7.22	1.79	TOR
850	622.23	490.72	492.41	1.69	493.20	495.06	0.004978	7.21	1.78	TOR
750	622.23	490.22	491.91	1.69	492.70	494.56	0.004973	7.21	1.78	TOR
700	622.23	489.98	491.67	1.69	492.46	494.32	0.004973	7.21	1.78	TOR
650	622.23	489.75	491.45	1.7	492.23	494.07	0.004909	7.18	1.77	TOR
600	622.23	489.51	491.21	1.7	491.99	493.83	0.004909	7.18	1.77	TOR
500	622.23	489.04	490.75	1.71	491.52	493.35	0.004843	7.15	1.76	TOR
400	622.23	488.57	490.28	1.71	491.05	492.87	0.004797	7.13	1.75	TOR
300	622.23	488.10	489.81	1.71	490.58	492.40	0.004797	7.13	1.75	TOR
200	622.23	487.63	489.34	1.71	490.11	491.93	0.004797	7.13	1.75	TOR
100	622.23	487.15	488.86	1.71	489.63	491.45	0.004794	7.12	1.75	TOR
0	622.23	486.57	488.25	1.68	489.05	490.94	0.005115	7.27	1.81	TOR

IV.6.6.5.Calcul de la surélévation

On remarque que le tracé de l'Oued Ghardaïa est marqué par un itinéraire sinueux dont le calculer de la surélévation est évident. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4:Calcul des surélévations

Courbe		U (m/s)	r ₀ (m)	r ₁ (m)	r ₂ (m)	ΔZ(m)
Début	fin					
1335	1185	7.18	39.11	105.54	146.55	0.26
1015	850	7.20	6.73	10.61	12.11	0.16

IV.6.6.6.Marge de sécurité dans les canaux

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

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

La marge de sécurité oscille, généralement, entre 0.30 m, pour les petits canaux, et 0.60 à 1.20 m pour les grands canaux, il est donc indispensable de tenir compte de toutes les circonstances qui peuvent conduire à modifier ces indications (LENCASTRE ,2008).

Pour le dimensionnement de notre canal la marge de sécurité, ΔH , choisie est de l'ordre de 1 m.

IV.6.6.7.Calcul de la profondeur H

Pour des raisons de sécurité citées Précédemment, on doit prendre en compte de la surélévation due aux courbes et de la marge de sécurité, la hauteur de canal se calcul comme suit :

$$H_{cal} = h_n + \Delta Z_2 + \Delta H$$

ΔZ_2 : Hauteur due à la surélévation écoulement dans la courbe [m] ;

ΔH : Marge de sécurité [m] ;

h_n : Hauteur normale [m].

Les résultats de calcul de la Profondeur calculée du canal sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5: Profondeur calculée du canal

Profil	Début	Fin	H.d'eaux	ΔH	Δz	H. du canal
			m	m	m	m
1935	p1	p2	2.48	1	0	3.5
1835	p2	p3	1.94	1	0	3
1735	p3	p4	1.82	1	0	3
1635	p4	p5	1.76	1	0	3
1535	p5	p6	1.72	1	0	3
1435	p6	p7	1.71	1	0	3
1335	p7	p8	1.7	1	0.26	3
1285	p8	p9	1.7	1	0	3
1185	p9	p10	1.69	1	0	3
1115	p10	p11	1.69	1	0	3
1015	p11	p12	1.69	1	0.16	3
950	p12	p13	1.69	1	0	3
850	p13	p14	1.69	1	0	3
750	p14	p15	1.69	1	0	3
700	p15	p16	1.69	1	0	3
650	p16	p17	1.7	1	0	3
600	p17	P18	1.7	1	0	3
500	P18	P19	1.71	1	0	3
400	P19	P20	1.71	1	0	3
300	P20	P21	1.71	1	0	3
200	P21	P22	1.71	1	0	3
100	P22	P23	1.71	1	0	3
0	P23	-	1.68	1	0	3

Les figures de la simulation son dans l'annexe II.2

IV.7.Travaux de terrassement

Après avoir calculer les dimensions du canal à projeter le logiciel Hec-ras nous permet d'avoir les volumes du terrassement qui sont récapitulés dans le tableauIV.6.

Tableau IV.6: Estimation Travaux de terrassement

	Nom de l'oued	Les sections		Volume des déblais	Volume des remblais
1	Ghardaïa	1935	1835	7256	0
2	Ghardaïa	1835	1735	8256	0
3	Ghardaïa	1735	1635	3351	0
4	Ghardaïa	1635	1535	4461	0
5	Ghardaïa	1535	1435	2636	0
6	Ghardaïa	1435	1335	0	8904
7	Ghardaïa	1335	1285	0	2677
8	Ghardaïa	1285	1185	7901	0
9	Ghardaïa	1185	1115	7518	0
10	Ghardaïa	1115	1015	6611	0
11	Ghardaïa	1015	950	2843	0
12	Ghardaïa	950	850	5622	0
13	Ghardaïa	850	750	2313	0
14	Ghardaïa	750	700	324	0
15	Ghardaïa	700	650	1803	0
16	Ghardaïa	650	600	1699	0
17	Ghardaïa	600	500	1251	0
18	Ghardaïa	500	400	0	2639
19	Ghardaïa	400	300	155	0
20	Ghardaïa	300	200	3330	0
21	Ghardaïa	200	100	0	1699
22	Ghardaïa	100	0	0	1569

TOTAL:

- Déblais: 67330 m³
- Remblais: 17488 m³
- Vol net : 49842 m³

Le montant estimatif des travaux de terrassement s'élève à: 6 785 440.00 DA (H.T.)

IV.7.1.Travaux de génie civil

Une estimation du devis de notre projet nécessite une estimation des travaux de génie civil, à partir des dimensions de notre canal pour chaque section on a pu avoir le volume du béton armé de notre projet :

VOL béton armé = 17 415 M³.

IV.7.2.Devis

A partir des volumes des travaux on peut conclure un devis estimative pour la première variante :

Tableau IV.7: Devis

Désignation	Travaux Aménagements	Quantité (M ³)	Prix Unitaire (DA)	Montant (H.T) (DA)
Terrassement Canal	Déblais	21883	80.00	6 785 440.00
	Remblais	17488		
	Béton Armé	17 415	8090.00	140887350.00
	Le montant total			147672790.00

Conclusion

Après avoir tenu compte des contraintes de projet caractérisé par l'importance du débit de la crue, et de la faible pente du terrain, du grand volume des déblais, les travaux de réalisation semblent plus faciles. La réalisation de cet aménagement revient à son opportunité pour la zone où elle est située et du ressort des autorités locales.

La cartographie de l'aléa en fréquence et en intensité à grande échelle est possible grâce à la mise en œuvre cohérente d'une chaîne de modèles adaptés au contexte géographique étudié. La sélection d'événements de référence permet la simulation et la cartographie des crues dont la période de retour est homogène de l'amont à l'aval du bassin versant. La carte de l'aléa obtenue offre une description fréquentielle des inondations. Elle est nécessaire pour le diagnostic intégré du risque.

La méthodologie qui est développée ici peut être appliquée à d'autres rivières, car les outils sont disponibles et les choix que nous avons faits ne sont pas spécifiques à l'étude de cas sur l'oued Ghardaïa.

CONCLUSION GENERALE

Pour le compte du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter l'étude des ouvrages de rétention pour la protection de la vallée d'oued M'Zab (tronçon de Ghardaïa) contre les inondations. Cette étude nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

La protection de l'agglomération de Ghardaïa contre les crues d'Oued M' Zab nécessite une étude hydrologique bien détaillée à travers laquelle on a quantifié le débit de projet.

Le problème d'inondation de notre zone d'étude est dû à la faible pente de l'oued Beni M'zab et l'importance du débit d'apport.

La zone inondable et la partie de territoire susceptible d'être inondée est délimitée de manière objective sur base de HEC-RAS et Covadis On a délimité la zone spécifique à risque d'inondation.

On a opté pour l'aménagement d'oued en canal trapézoïdal et cela par une simulation à l'aide du logiciel HEC-RAS

Enfin on espère que cette étude à toucher toute points essentiel du dimensionnement, On tiens à dire que L'inondation est une composante intégrante de cycle de l'eau, la gestion du risque d'inondation devrai être une partie intégrante des politiques d'aménagements de pouvoir et surtout le devoir d'agir doit être mené avec une immense coordination pour freiner ou réduire les dégâts.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ASAL, (2010), Bilan 2009 et perspectives 2010, 50p.

ATELIER TECHNIQUE, (2012), Utilisation des technologies spatiales au service des ressources en eau alger, 22 novembre 2012, 22p.

BATES,P.D; DE ROO,A.P.J, (2000), A simple raster-based model for flood inundation simulation, Journal of Hydrology, Vol. 236, pp. 54-77

BENAOUADJ. A, (2011): Contribution a l'étude des inondations dans la vallée du M'zab (Wilaya de Ghardaïa). Mémoire de magister. ENSH. Algérie.134p.

BRL, (1998a), Etude faite par BRL pour estimer les débits de crue décennale et centennale.

BONNARD, GARDEL (1996):Etude hydrologique de l'oued M'zab. Editeur: KERBACHI. R, JOUMARD, BOUGHEDAOUI.M, GOGER.T.194p.

BOUSMAR. D, (2002). Flow modelling in compound Channels, momentum transfer between main channel and prismatic or non-prismatic floodplains, Thèse université catholique de louvain, Belgique. 326 p.

CETMEF, (2004). Guide méthodologique pour le pilotage des études hydrauliques, 6 fascicules.

CORTES. A, (2006) : « L'appropriation active du risque inondation : intérêts et limites de la réglementation. Etude de cas entre Seyssel et Bregnier Cordon (Haut Rhône) », Rapport de stage Ingénieur Maître-Institut de la Montagne.

DGPC, Algérie, Bureau des risques naturels: les inondations en Algérie, 21p, disponible sur le site de la direction générale de la protection civile, <http://www.protectioncivile.dz>

DUBIEF. J, (1953): Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara. Thèse de doctorat d'état, université d'Alger. 453 p.

BORRELL. V, CHORDA. J, DARTUS. D, (2005). Prévision des crues éclair. C.R. Géosciences de surface, vol 337, pp 109-119.

FADIL. A , RHINANE. H, KAOUKAYA. A, KHARCHAF. Y, (2011). Modélisation hydrologique du bassin versant de bouregreg à travers des modèles différents : HEC-HMS Et SWAT. Proceedings Colloque International Sur Les Ressources En Eau Et Le Développement Durable, 22 Et 23 Février ,20 11 .Alger, pp.100-104.

FLANDRIN. J, (1952),Les chaînes atlasiques et la bordure nord du sahara : aperçu d'ensemble.

GHAVASIEHA. A-R ; CHRISTINE-POULARD. C ; PAQUIER. A, (2006). Effect of roughened strips on flood propagation: Assessment on representative virtual cases and validation. Journal of hydrology, 318, pp. 121–137.

GRAF. W. H, ALTINAKAR. M. S, (2000): Hydraulique fluviale : Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux a géométrie, volume 16, traité de génie civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, presse polytechnique et universitaire romandes.628p.

HORRITT. M. S, BATES. P.D,(2002). "Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation." Journal Of Hydrology.

KOZENY. J, (1953), Hydraulik. 1 edition - first published in 1953.

KREIS. N, (2004). Modélisation des crues pour la gestion intégrée du risque d'inondation. Thèse Engref, Strasbourg. 350 P.

LABORDE, J.P,(2009): Eléments d'hydrologie de surface .Université de Nice. Sophia Antipolis. pp 5-12,73-75,85-86.

LEDOUX. BRUNO, (2006) : « La gestion du risque inondation », Edition Tec et Doc.

LENCASTRE. A, (2008).Hydraulique générale, université nouvelle-Lisbonne-Portugal. 633p.

LLAMAS. J,(1993):Hydrologie générale. Principes et applications, 2^{ème} Edition. Gaëtan Morin Editeur. Québec. Canada.pp 159-170.

MARANT. L, (2009), Comparaison entre la modélisation de rivière unidimensionnelle (1D) et bidimensionnelle (2D) en vue d'une modélisation de la basse vallée de la Doller. Strasbourg.

MEDD, (2004) « France », Direction de la prévention des pollutions et des risques, sous-direction de la prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations, Août 2004, 20 P. Disponible sur les sites, [Http://Www.Ecologie.Gouv.Fr](http://Www.Ecologie.Gouv.Fr)

MEDEJERAB. A, (2009). Les inondations catastrophiques du mois d'octobre 2008 à Ghardaïa, géographia technica, numéro spécial, pp.311-316.

MERABET. A,(2006) : «Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations», Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.

MUSY. A; HIGY. C; REYNARD.E, (2014). Hydrologie1 une science de la nature. Une gestion sociétale, PPUR - Collection :Science et ingénierie de l'environnement, 2e édition. p 74.

NRCS, (1986) Urban Hydrology For Small Watersheds, Tr-55. Nrcs. Conservation engineering division. USA.1986. P163.

PILON. P.J, (1990): The weibull distribution applied to regional low flow frequency analysis. proceedings of the symposium on regionalization in hydrology,23–26 Avril 1990, Ljubljana, Yougoslavie, Publication Aish N° 191, pp. 101-111.

PROUST. S, (2005), Ecoulements non-uniformes en lits composés: effets de variations de largeur du lit majeur. thèse de doctorat spécialité "mécanique des fluides". laboratoire de mécanique des fluides et d'acoustique de Lyon / Cemagref de Lyon, France. 383 P.

RICHARD. H, McCUEN. P, (1998), Hydrologic analysis and design. hydraulic engineering. 2^{ème} édition. Hydrology. I. P 157. ISBN 0-13-134958-9

ROCHE. M, (1978), Le M'Zab architecture ibadite en Algérie, Arthaud, Paris, 1978.

ROCHE. M.F, (1984), Dictionnaire Français d'hydrologie de surface, Ed. Masson, 1984.

ROCHE. P.A, MIQUEL. J, GAUME.E, (2012), Hydrologie quantitative: Processus, modèles et aide à la décision, p105.

RODIER. J.A, AUVRAV. C,(1965). Estimation des débits de crue décennale pour les petits bassins versants de superficie inférieure à 200 Km² en Afrique occidentale, ORSTOM- CIEH. Paris. 46 P.

SCARWELL. H; LAGANIER. R; (2004), Risque d'inondation et aménagement durable des territoires, septentrion. Collection environnement et société.2004. pp 51-53

SALOMON, J.N, (1997) : « L'homme face aux crues et aux inondations », Presses Universitaire de Bordeaux, Université Michel de Montaigne - Bordeaux.

SCS, (1972), National engineering handbook, Section 4, Hydrology. SCS, US Department of Agriculture. Washington, Etat-Unis.(1972).

SPPPI, (2004) : « Prise en compte du risque inondation dans les études de dangers des installations classées», Cahier technique N°8, DRIRE Haute-Normandie - 21, avenue de la Porte des champs - 76037 ROUEN CEDEX Tél. 02 35 52 32 00 - Fax 02 35 52 32 32.

TORTEROTOT, J.P,(1993). Le Coût des dommages dus aux Inondations : Estimation Et Analyse Des Incertitudes. Cergrene. Thèse de Doctorat - Paris, Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées: p283.

TOUAIBIA. B,(2004):Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.

USACE, (2001a). Hec-Ras User's Manual, Us Army Corps of engineers hydrological engineering center.

USACE, (2001b). Hec-Ras Hydraulic Reference Manual, Us Army Corps of engineers hydrological engineering center.

REFERENCES SITOGRAPHIQUES

<http://www.prim.net>

<http://www.nimes.fr>

ANNEXEI

Tableau1. Pluies journalières maximales observées à Ghardaïa (1914-2009)

année	P _{maxj} (mm)	année	P _{maxj} (mm)	année	P _{maxj} (mm)	année	P _{maxj} (mm)
1914	20.9	1936	19	1965	47.5	1987	15.7
1915	46	1937	25	1966	22	1988	17.2
1916	32.35	1938	23	1967	8.9	1989	11
1917	21	1939	34	1968	15	1990	46.3
1918	30.5	1940	22	1969	6.7	1991	44
1919	30	1941	36	1970	0.7	1992	11.7
1920	11	1942	22	1971	12.7	1993	22.5
1921	16	1943	20	1972	30	1994	22
1922	35.5	1944	12	1973	26.9	1995	75.8
1923	39	1945	13	1974	22.9	1996	35.7
1924	35	1946	47	1975	57.9	1997	25.3
1925	53	1947	5	1976	25.3	1998	30.4
1926	15	1948	5.3	1977	24.2	1999	10.3
1927	37.1	1949	9.4	1978	11	2000	55.4
1928	42.8	1950	12.8	1979	24	2001	13.1
1929	22	1951	19	1980	101	2002	23.6
1930	16.1	1952	41	1981	13	2003	26.6
1931	15.8	1953	70.9	1982	24.8	2004	23.5
1932	37	1959	23.8	1983	5.2	2005	49
1933	58.5	1960	6.6	1984	46.6	2006	62.8
1934	39	1963	1	1985	11.4	2007	57.5
1935	4	1964	47.5	1986	40.7	2008	16.5
Remarque : Taille de la série N= 89ans						2009	58.8

Source: (O.N.M)**Tableau 2.**liste des crues de l'oued M'Zab

Dates des crues	Importance	Observations
de 1921 à 1937 D'après les documents de l'Annexe de Ghardaïa, communiqués à Capot-Rey, en février 1938.		
1921 28 Mai	Importante	La crue arrive au 3 ^{ème} barrage, la palmeraie est inondée.
1923 23 Mai	Importante	Inondation des oasis de Ghardaïa, Melika, Bou Noura, El Atteuf. Atteint Zelfana à 64 km en aval de Ghardaïa, à 150 km de la source.
192515-17 Mars	Importante	Dépasse Bou Noura après avoir rempli tous les barrages situés en amont.
19297 Septembre	Importante	Remplit tous les barrages.

1931 29 Mai	Importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
19328 Novembre	Importante	Coule jusqu'au barrage; oasis arrosée.
1932 Décembre	Importante	Remplit les barrages de Ghardaïa et s'arrête à celui de Melika.
1933 3 Novembre	Très Importante	Franchit les barrages de Ghardaïa, Melika, et BouNoura. S'arrête à celui d'El Atteuf qui n'a pas été atteint depuis 1932.
1935 23 Avril	Peu importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
de 1938 à 1951 D'après les états mensuels fournis par l'Annexe de Ghardaïa depuis avril 1938. Complétés par ceux du poste Météorologique de Ghardaïa.		
1938 18avril 25novembre	Importante	Coule jusqu'à la ville de Ghardaïa Inondation totale des oasis de Ghardaïa, Beni Isguen, partielle de celle de Bou Noura (oued Zouil).
1939 Février	Importante	Arrive jusqu'à El Atteuf, remplissant à moitié le barrage d'aval de l'oasis. Tous les barrages situés sur le parcours aval de l'oued ont été remplis.
1940 Mars	Légère	Crues des affluents des oueds El Abïodh et M'zab. Le barrage dit "Sed Edjedid" (dit aussi "Habbas Djedid") presque entièrement rempli.
1941 Mars	Importante	Inondation de la palmeraie; premier barrage (à 1500 m en amont du Ksar) rempli
1941 Avrils	Moyenne	Inondation de l'oasis; barrage en parti rempli.
1942 7 Juin	Moyenne	Crue des oueds secondaires.
1943 18 Février	Faible	Oued Adira au NW de Ghardaïa
Mars	Faible	Partie N de la palmeraie arrosée.
Avril	Faible	Inondation de l'oasis. Fortes crues des oueds secondaires.
Octobre	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; premier barrage rempli.
Décembre	Peu importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa.
1944 Février 1944 Mars	Peu importante	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa
1946 21 Janvier	Très importante	Inondation de toutes les oasis. L'oued M'zab est arrivé à El Atteuf, tous les barrages ont été remplis sauf El Atteuf qui ne l'a été qu'en partie.
1946 24 Avril	Assez importante	Inondation de la partie nord de l'oasis de Ghardaïa.
1946 15 Sept	Faible	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
1947 6 Avril	Moyenne	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
1948 Avril	Faible	-
1948 Septembre	Fortes	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa. Secondaires.
1949 24 mars	Légère	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
1949 24 avril	Importante	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. Barrages partiellement remplis.
1950 6 Sept	Forte	Inondation partielle de l'oasis de Ghardaïa.
Octobre	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa; barrage de Ghardaïa rempli.
1951 5 Mars	Forte	Inondation de l'oasis de Ghardaïa. La crue arrive jusqu'à El Atteuf.

de 1951 à 1953 Communication personnelle de J. Dubief recueillie par M.A. Roche (1996).		
195113-19Sept	Moyenne	Crue moyenne des oueds secondaires Bouchamdne, Takdit, Touzouze, Argdane. Une partie de la palmeraie a été arrosée.
1951 2 Octobre	Forte	L'oued M'Zab est arrivé jusqu'à El Atteuf, après avoir rempli les barrages de Ghardaïa et Melika.
1952 24 Avril	Très forte	La chute de pluie a été considérable.
1952 23 Sept	Assez forte	Crue de l'oued M'Zab alimentée par les oueds immédiatement en amont.
1953 Mars	Faible	La palmeraie de Ghardaïa a été partiellement arrosée.
12Juillet	Faible	Oued Zouil. Quelques jardins de l'oasis de Bou Noura ont été arrosés.
de 1954 à 2008, liste incomplète		
1984 Fin Octobre	-	Au moins le barrage en amont de la palmeraie de Ghardaïa est rempli
1990 11 Mai	-	Laisse de crue repérée à l'altitude de 498,85 à la distance 473,70 m en amont du pont Adaoud.
1991 2 Juin	Très importante	Nombreux dégâts
1993	Probable forte.	-
1994 30 Septembre	Très importante	-
1995 8 Octobre	Assez forte	-
2008 1 Octobre	Très importante	Nombreux dégâts

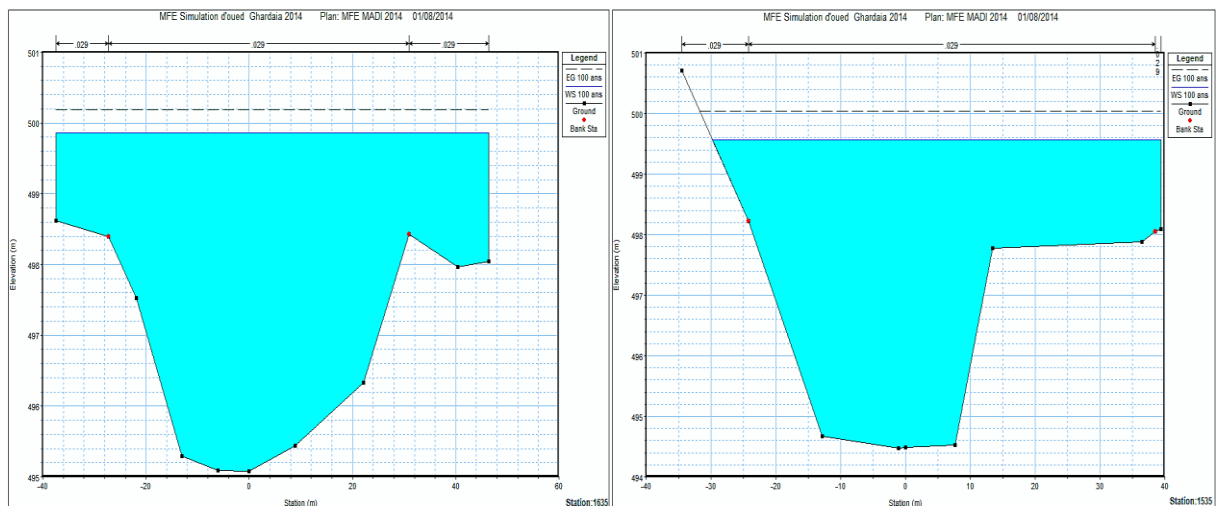
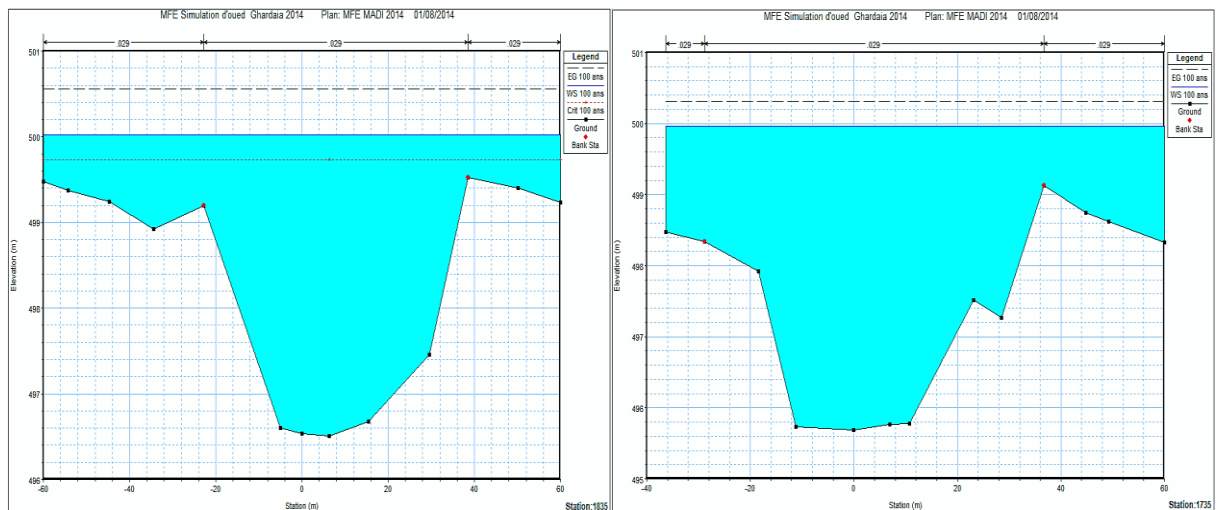
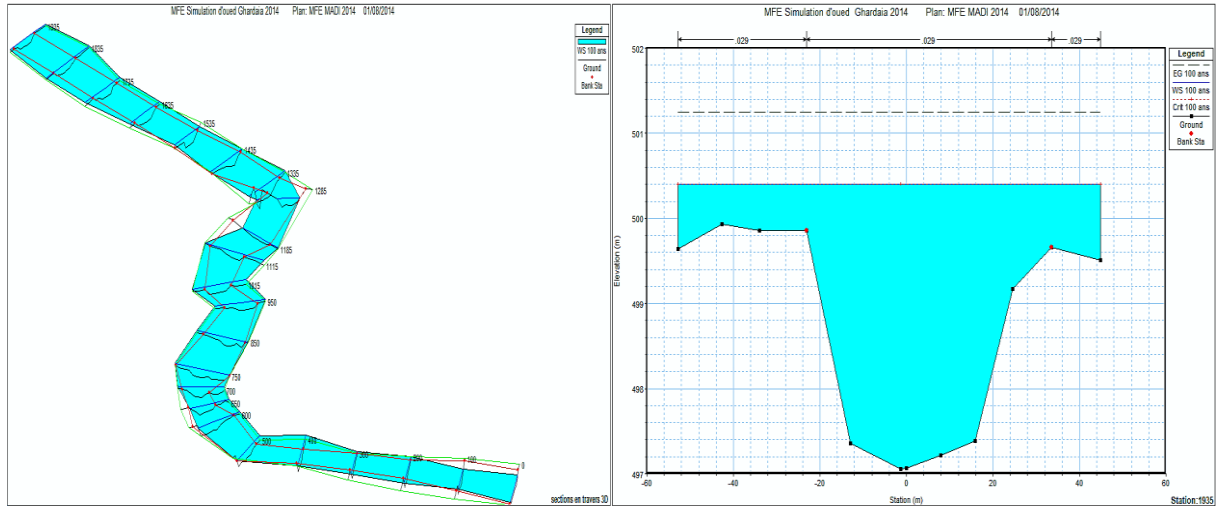
Tableau 3. CN en fonction de groupe de sol et pourcentage des surfaces construites

Pourcentage des surfaces construites (Impervious)	Groupe de sol			
	A	B	C	D
72%	81	88	91	93
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84

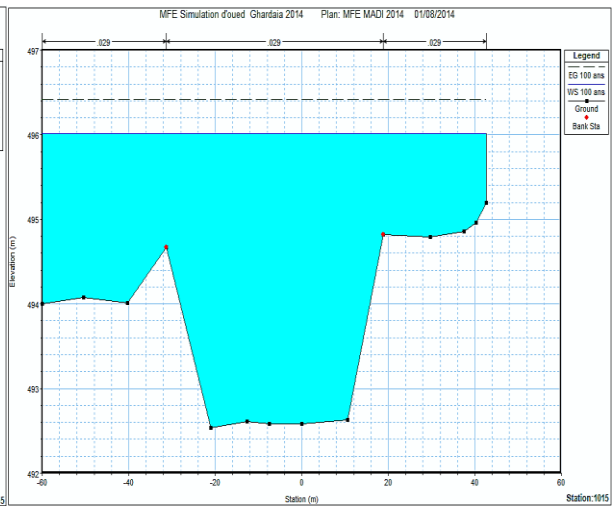
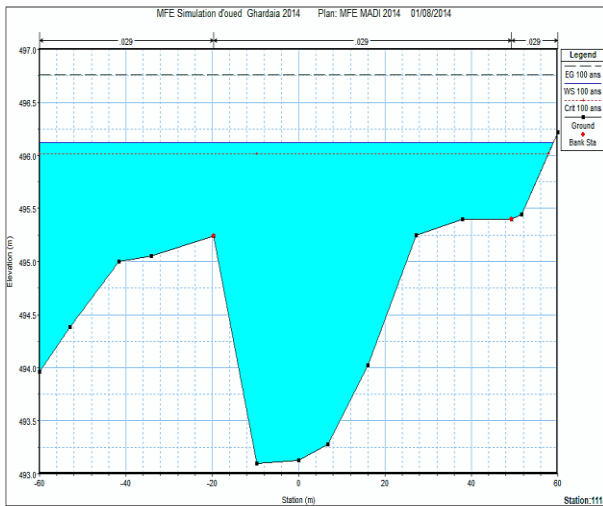
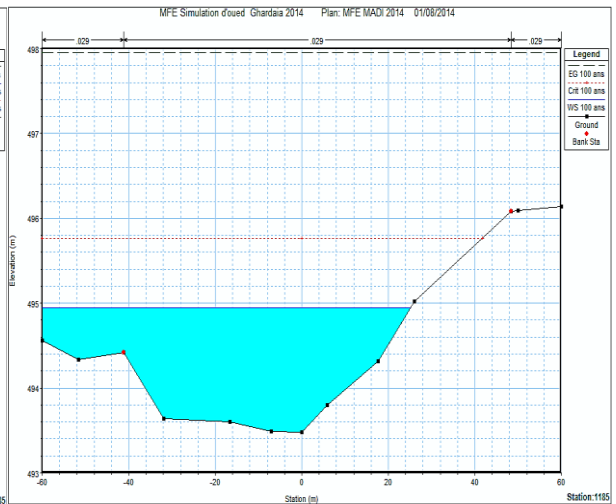
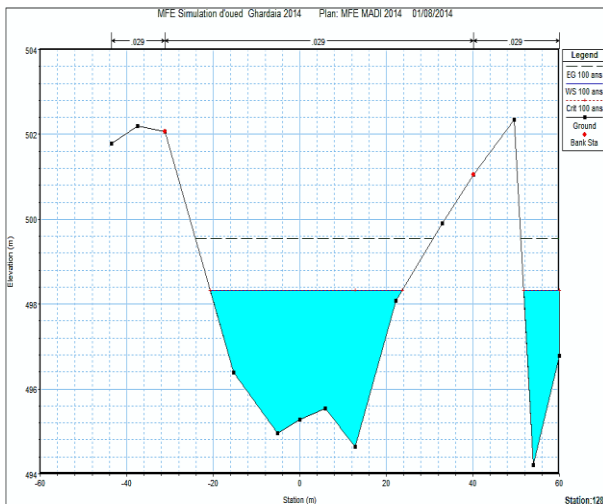
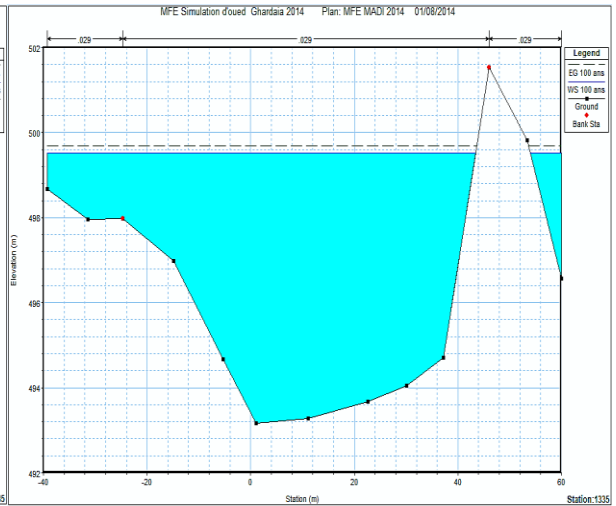
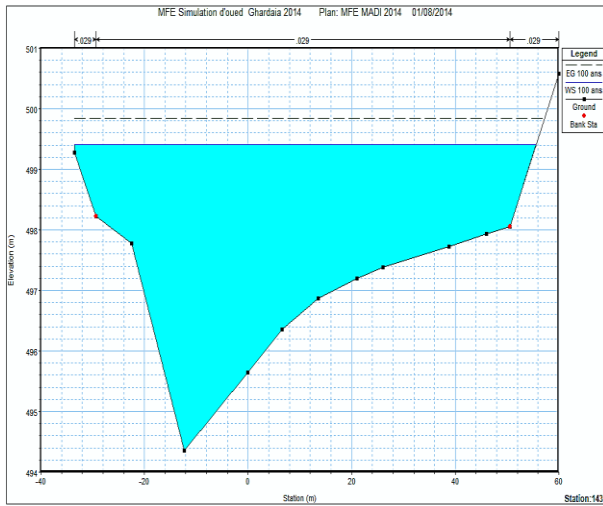
Source : SCS, 1986

ANNEXE II.1

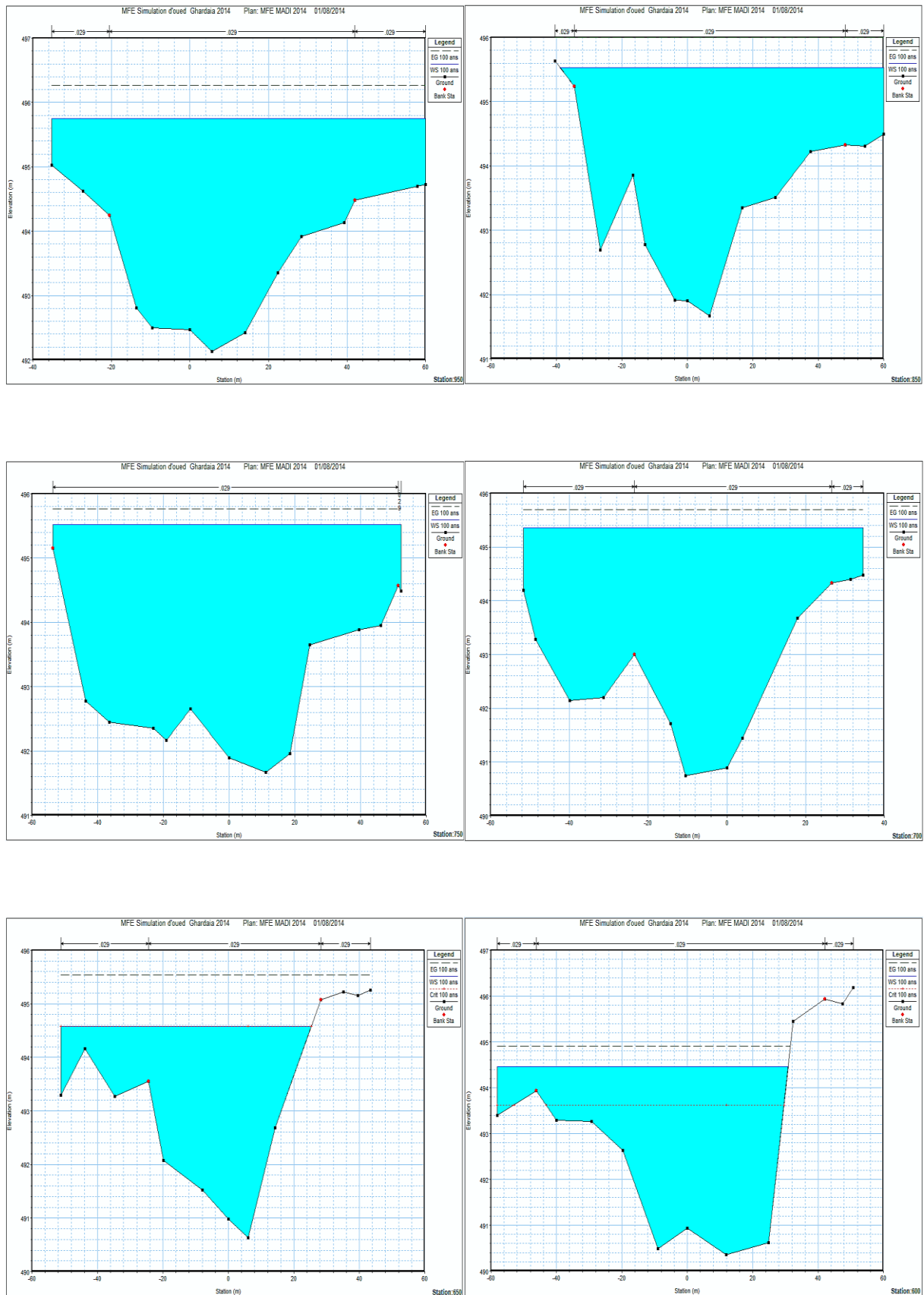
SIMULATION D'OUED GHARDAÏA A SON ETAT NATUREL



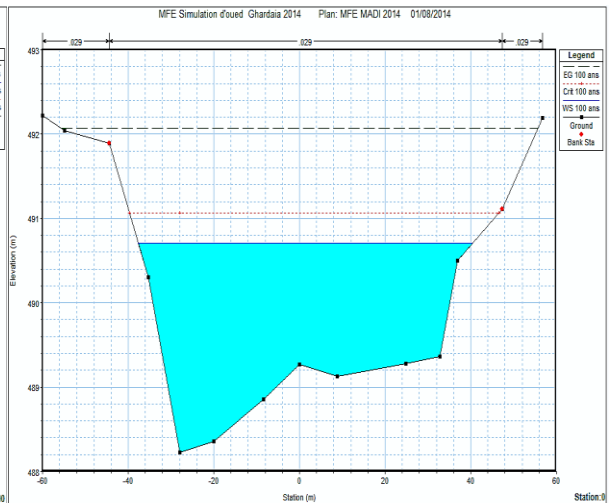
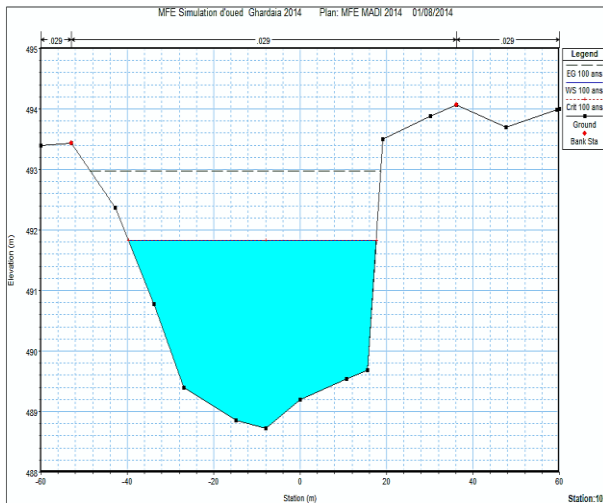
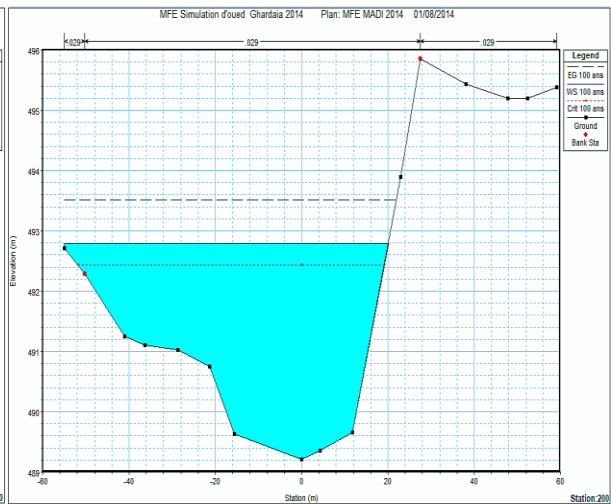
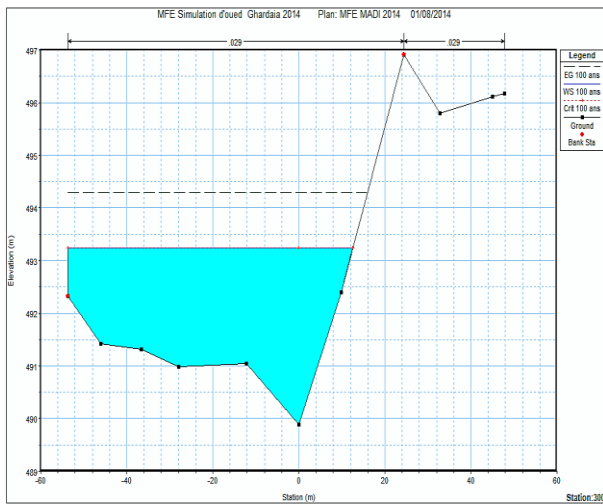
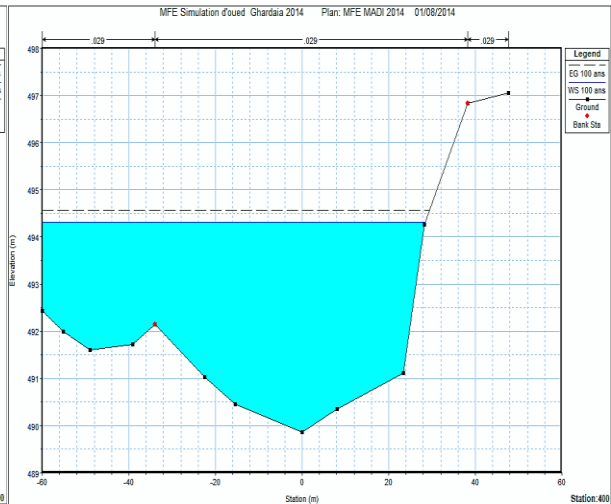
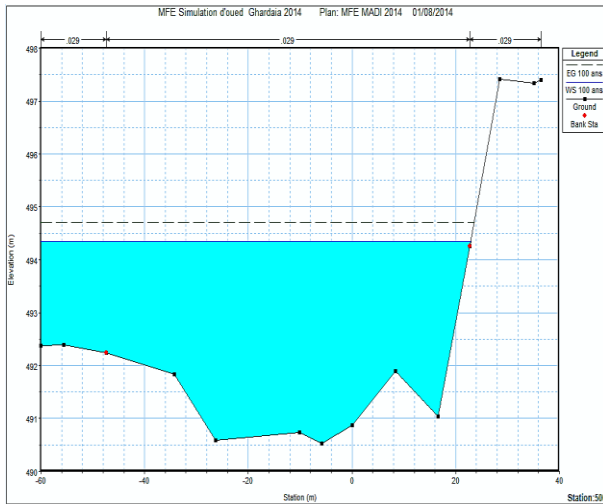
SIMULATION D'OUED GHARDAÏA A SON ETAT NATUREL



SIMULATION D'OUED GHARDAÏA A SON ETAT NATUREL

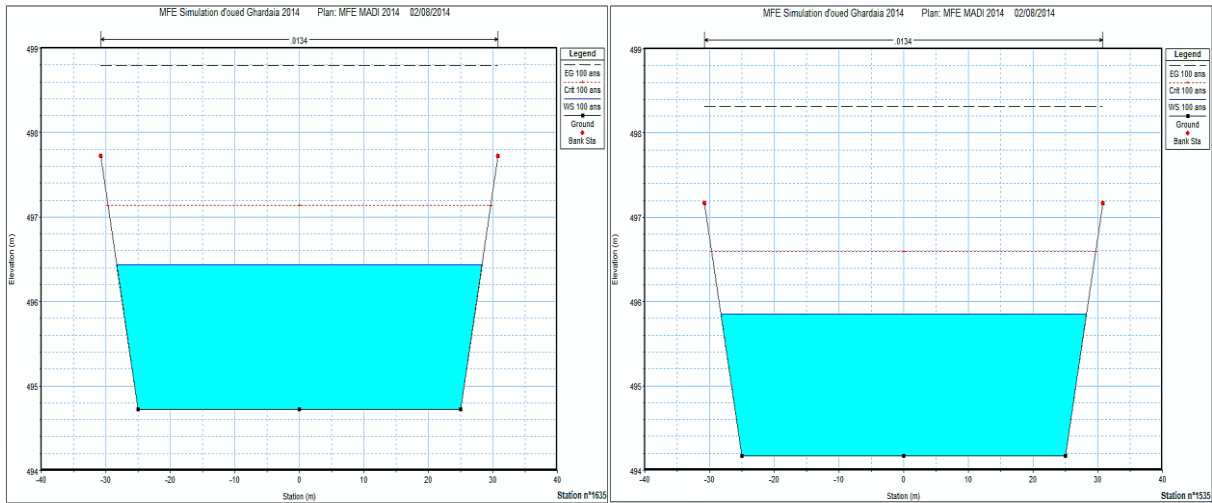
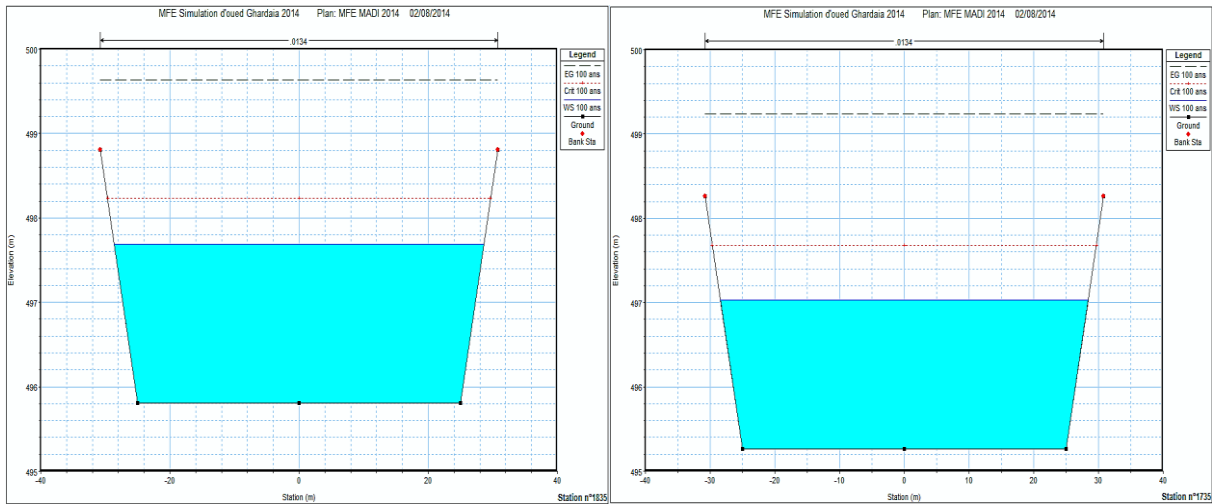
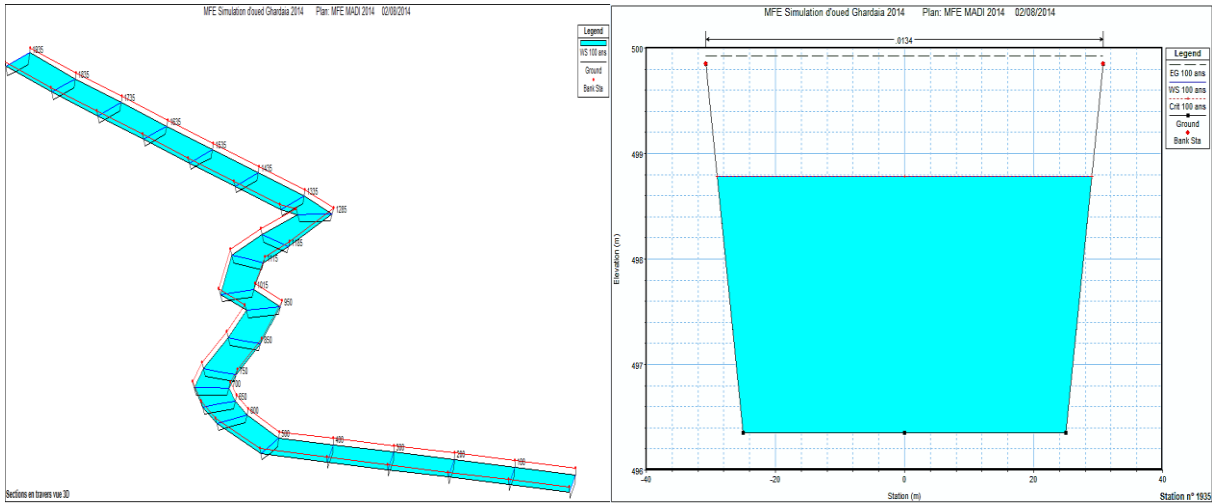


SIMULATION D'OUED GHARDAÏA A SON ETAT NATUREL

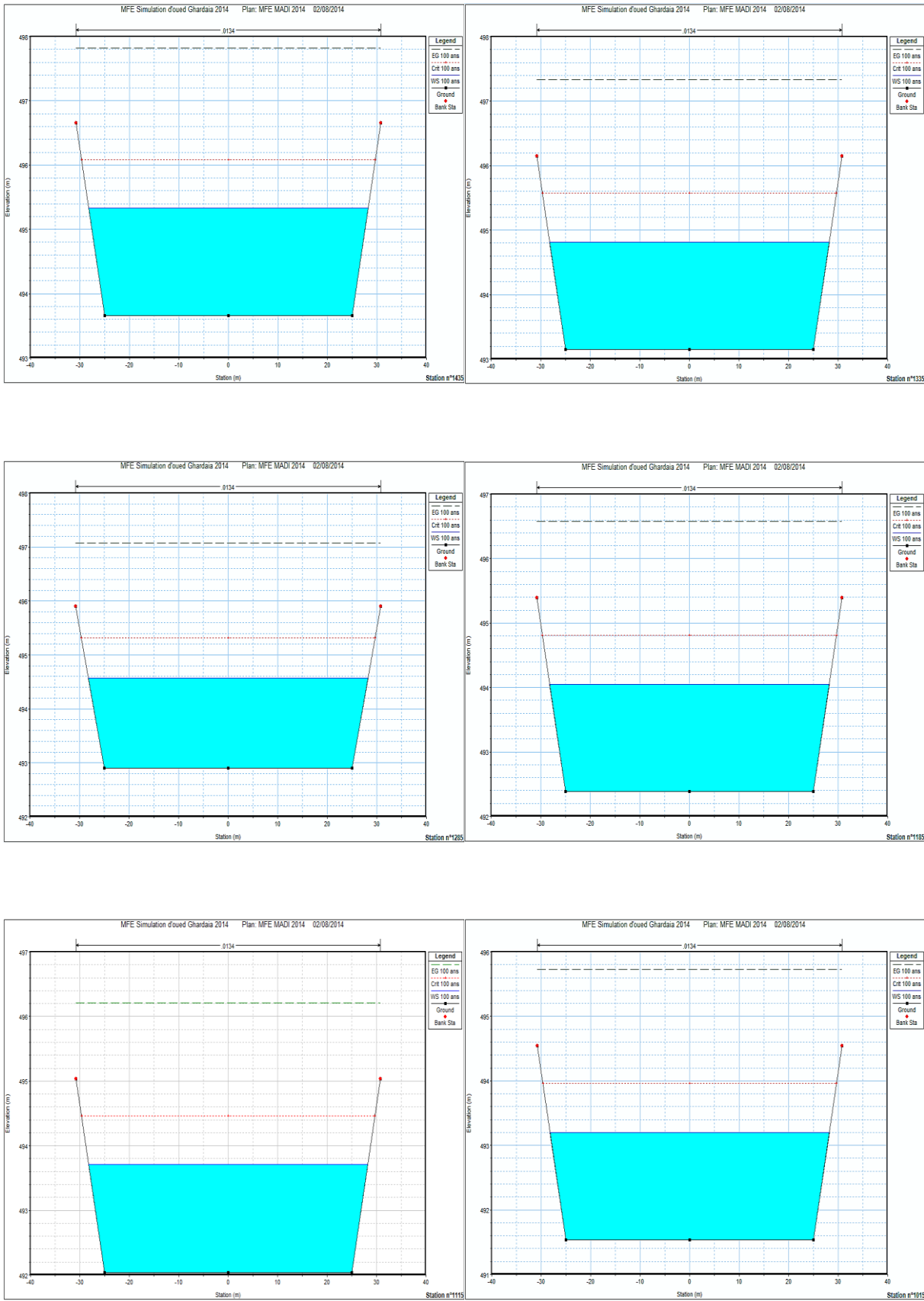


ANNEXE II.2

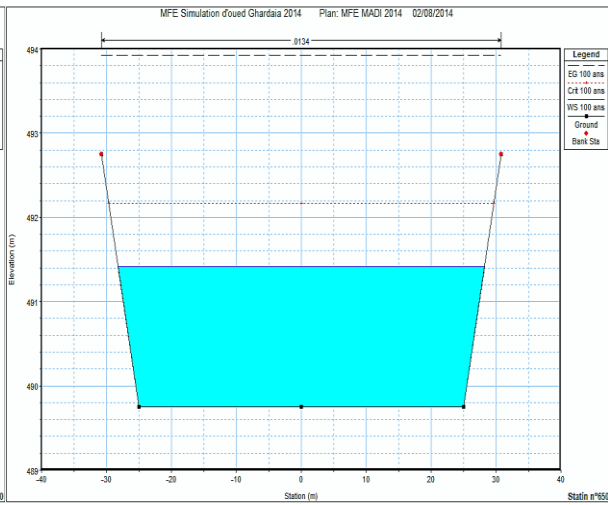
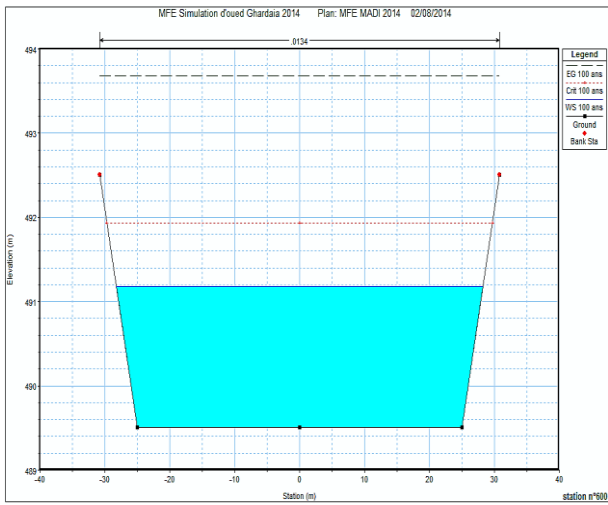
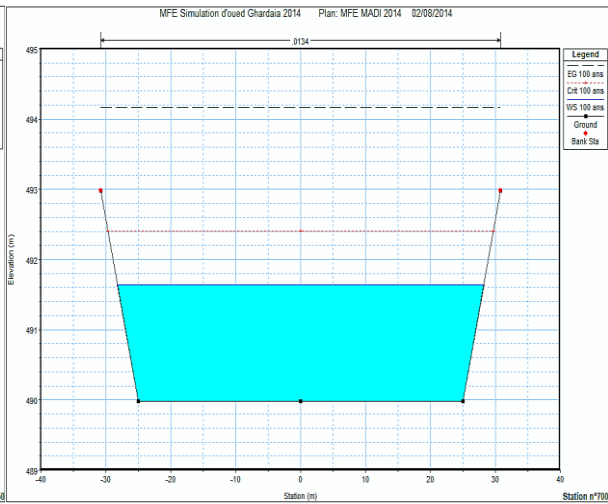
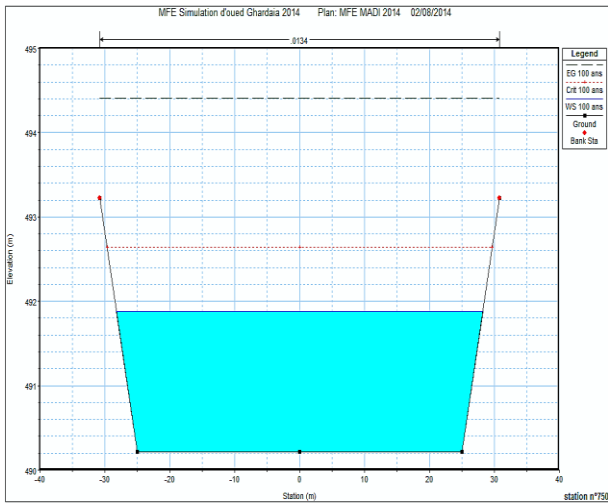
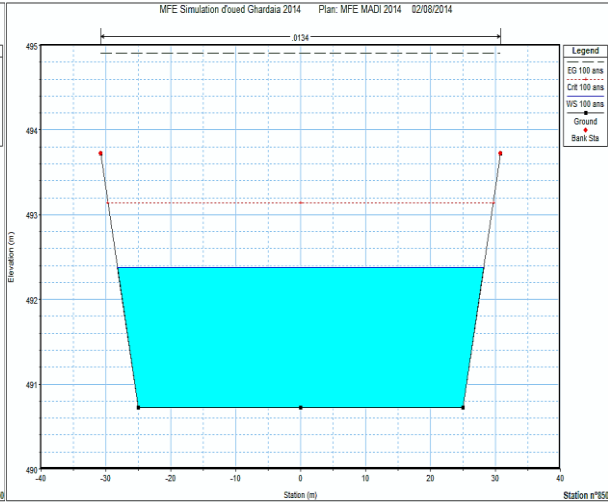
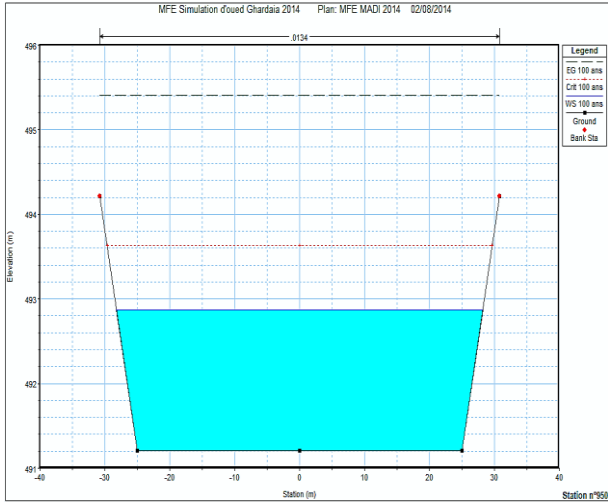
SIMULATION D'OUED GHARDAÏA EN CANAL TRAPEZOÏDAL



SIMULATION D'OUED GHARDAÏA EN CANAL TRAPEZOÏDAL



SIMULATION D'OUED GHARDAÏA EN CANAL TRAPEZOÏDAL



SIMULATION D'OUED GHARDAÏA EN CANAL TRAPEZOÏDAL

