REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pourl'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

AMENAGEMENT DE L'OUED EL KENTARA (W.JIJEL)

Présenté par :
Mr AYAD HAMZA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr M. MEDDI	**Professeur**	Président
Mme F.DERNOUNI	**M.A.A**	Examinatrice
Mme N.CHENITI	**M.A.B**	Examinatrice
Mme C.MAZARI	**M.A.A**	Examinatrice
Mme S.BELLABAS	**M.A.B**	Examinatrice
Mr A.BOUFEKANE	**M.A.A**	Promoteur

Septembre-2013

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a donner la force et la sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

J'adresse tous mes respects et mes remerciements à ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement :

Mes remerciements vont avant tout à **Mr BOUFAKANE A.M** pour l'aide précieuse qu'ils m'ont prodigué, qu'ils trouvent dans l'accomplissement de ce travail le produit bénéfique de leur efforts.

Je tiens à remercier **Mr AMARI** (chargé de cours) et **Mr AMAZIGHE** d'ENSH pour l'aide précieuse qu'elles m'ont prodiguée.

Mes remerciements à M^{er} **TARIK** d'A.N.R.H de Jijel et M^{er} **BOULAUIDATE** chef de service de l'assainissement de D.H.W de Jijel Pour leur aide.

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail, qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Comme je n'oublierai pas de remercier les Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Dédicaces

Je dédie le fruit de cette étude

A vous qui m'avez bien éduqué,

Instruit et m'avez tracé un chemin plein de lumière sans obstacles

C'est pour vous montrer ma gratitude et ma reconnaissance, pour ce que vous

Avez fait pour moi et pour ce que vous avez fait de moi :

A vous : ma Mère et mon Père, grand mer et grand père

A mes très chers frères bilal , alla , houssame et nassime
A toute ma famille

A mes amis du groupe koisk , ishak , mouhsin , almolotove , kingh , mabrouk , zak aljaponi , zigzig , bily , reed , walid , saladin , lamba , wéwé , islam, hamido et omar, houssin, taghyaf

A tout le groupe ''mistral''

Aux collègues de ma promotion de l'ENSH, à tous mes camarades de la résidence RUS 3

ملخص:

عرفت المناطق المحيطة بواد القنطرة بولاية جيجل تطورا ديموغرافيا كبيرا وكما حيث انه كانت عرضت كل عام للفيضانات .في عملنا هدا قمنا بدراسة تتضمن تهيئة واد القنطرة

وعرفت هذه الدراسة عدة مراحل أساسية:

أولا : قمنا بدراسة هيدرولوجية للمنطقة واد القنطرة من أجل الإلمام بوضعيتها

ثانيا : قمنا بتشخيص أهم المشاكل والأخطار المتعلقة بالواد

في أخيرا قمنا بدراسة كاملة للمشروع مع كافة المنشآت الأساسية والثانوية فتحصلنا على مشروع قابل للإنجاز وملائم لحماية المنطقة المجاورة لواد القنطرة من الفيضانات و كذا إدخالها في سياق حضاري

Résumé :

La zone riveraine de l'Oued EL KENTARA de la ville de JIJEL a connu par une forte croissance démographique, elle est située dans une zone inondable. Notre objective consiste a faire une étude d'aménagement de l'Oued EL KANTARA.

Notre étude va porter essentiellement sur plusieurs étapes séquentielles et complémentaires. En premier lieu, nous avons fait l'analyse transversale, touchant à l'Environnement, climat, géologie, la circulation, l'habitat du site. Dans un second lieu nous sommes passés au diagnostic qui vise à relever les principaux problèmes de l'oued imposées sur le site, dans le but de faire une présélection des variantes.

la troisième partie qui consiste en la réalisation de notre projet avec ses ouvrages principaux et annexes.

En fin nous avons abouti à un projet réalisable qui parait être le plus adapté pour garantir la protection de la commune d'Oued EL KANTARA contre les inondations et L'intégration de ces quartiers sous-équipés au tissu urbain.

Abstract:

Study which concerns on the river EL KANTARA at JIJEL town, aims at realizing the development of this river for protection against floods.

Our study will relate primarily three sequential and complementary parts. Initially, we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black points. In a second place we passed to the diagnosis which aims at raising the anomalies and the constraints imposed on site, with an aim of making a selection of the alternatives. The latter being made, we pass to the third part which consists of the realization of our project with its works, principal and appendices.

In the end of this work we ended to a realizable project which appears more to be adapted to guarantee the protection of Jijel town of against floods.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les inondations

Introduction 1
I.1. définition de l'inondation 1
I.1.1. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes 1
I.1.2. Les différents Types d'inondations 1
I.1.2.1. Les inondations des plaines 2
I.1.2.2. Les inondations par crues torrentielles 2
I.1.2.3. Les inondations par Le ruissellement pluvial 2
I.1.2.4. Inondation par remontées de nappe 2
I.1.2.5. Les coulées de boue 3
I.1.2.6. Inondation par rupture d'une protection 3
I.1.2.7. Un cas particulier : les laves torrentielles 4
I.2. Mécanisme des inondations 4
I .2.1. Les facteurs physiques qui influencent les inondations 4
I .2.2. Les facteurs aggravants du risque d'inondation 5
I.3. Caractérisation du phénomène 5
I .3.1. La crue 5
I.3.2. L'étiage 5
I.3.3. Le processus de formation des crues 5
I .4. L'aléa inondation 6
I .4.1. Les principaux paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa 6
I .4.1.1. La période de retour de crues 6
I .4.1.2. La vitesse d'écoulement 7
I .4.1.3. Le volume de matière transportée 7
I .4.1.4. La hauteur et la durée de submersion 8
I .5. Le processus de formation des crues 8
I .6. Influence des facteurs naturels 8
I .6.1. La formation rapide de crues torrentielles 9
I .6.2. Une crue se définie par déférentes critères 9
I .6.2.1. Les crues océaniques 9
I .6.2.2. Les crues torrentielles 9
I .7. Éléments de base en hydrologie 10
I .7.1. Un territoire géographique bien défini : le bassin versant 10
I .7.2.Le bassin versant topographique 10
I .7.3.Le lit de la rivière 11

Sommaire

I .7.3.2. Le lit majeur 11
I .7.3.3. Le lit moyen 11
I .7.4. Différentes causes des inondations 12
I.7.4.1. Causes naturelles 12
I.7.4.2. Causes anthropiques direct 12
I.7.4.3. Causes humaines directes 12
I.7.4.4. Causes humaines indirectes 13
I .7.5. Conséquences des différant type d'inondations 13
I .7.5.1. Pour Les inondations des plaines 13
I .7.5.2. Pour les inondations cause par Le ruissellement pluvial 13
I .7.5.3. Pour les inondations cause par Les crues torrentielles 13
I .7.5.4. Pour les inondations cause par Les remontées de nappes 13
I .8. Exemples des inondations 13
I .8.1. Inondation dans le monde 14
I .8.2.Inondation en Algérie 14
Conclusion 15

Chapitre II : Données de base

Introduction 16
II.1. Présentation de la wilaya de Jijel 16
II.1.2. Origine du nom de la willaya de Jijel 16
II.2. Superficie et situation géographique 16
II.3. Topographie et morphologie 17
II.3.1. Relief 17
II.3.2. Le plan morphologique 18
II.4. Végétation 18
II.5. Situation géologique, hydrogéologique et sismicité 18
II.5.1. Situation géologique 18
II.5. 2. Condition hydrogéologique du site 20
II.5.3. Séismicité et fracturation 21
II.6. Population 21
II.6.1. L'évolution démographique 21
II.6.2. Occupation des zones inondables par de l'habitat 22
II.7. Ressources hydriques 22
II.7.1. Oueds 22
II.7.2. Barrages 22

Sommaire

II.7.3. Eaux souterraines 23
II .8. Présentation du bassin versant d'oued EL Kantara 23
II .8.1. Localisation de la zone d'étude 23
II.8.2. Topographie et hydrographie du bassin versant 24
II.9. Données de base sur la zone d'étude 25
II.9.1. Stations de référence 25
II.9.2. Données climatologiques 25
II.9.3. Données pluviométriques 25
II.9.4. Température de l'air 26
II .9.5. Humidité de l'air 27
II .9.6.Le vent 28
II .9.7. Insolation 28
II .9.8.Grêle 28
II .9.9. Neige 29
II.10. Données manque 29
II .10.1. Données hydrométriques 29
II .10.2. Données des apports solides en suspension 29
Conclusion 29

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction 30
III.1. Caractéristiques morphologiques du basin versant 30
III.1.1. Paramètres géométriques 30
III.1.1.1 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant 30
III.1.1.2. Coefficient d'allongement 32
III.2. Paramètres du relief 32
III.2.1. Hypsométrie du bassin versant 32
III.2.2. Altitudes caractéristiques du bassin versant 33
III.2.2.1. Altitude moyenne du bassin versant 33
III.2.2.2. D'autres altitudes caractéristiques 34
III .2.3.Longueur du thalweg principal 34
III .2.4. Les Indices 34
III.2.5. Temps de concentration 34
III .2.6. Vitesse moyenne de ruissellement 36
III .3. Synthèse climatique 37
III .3.1. Relation Température - Précipitation 37

Sommaire

III .3.1.1. Diagramme ombrothermique de Gaussen et Bagnouls 37
III.3.1. 2. Humidité du sol (méthode d'Euverte) 38
III .3.1.3. Climat-gramme de Louis Emberger 39
III.3.2. La pluviométrie 40
III.3.2.1.Station et données disponibles 40
III.3.2.2. Pluies maximales journalières 41
III .3.2.3. Pluies maximales journalières 41
III.3.2.4. Ajustement des pluies maximales journalières 43
III .3.2.5. Choix de la loi d'ajustement 44
III .3.2.6. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL 44
III .3.2.7. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON 46
III.3.3. Evaporation 48
III .3.4. Etude du déficit d'écoulement 49
III .4. Etudes des apports 50
III .4.1. Etude des apports solides 50
III. 4.1.1. Présentation 50
III .4.1.2. Estimation des apports solides en suspension 50
III.4.1.3. Transport solide par charriage 52
III.4.1.4. Apport annuel en matériaux solides 53
III .4.2.Estimation des Apports liquides 53
III .4.2.1. La lame d'eau écoulée 53
III.4.3.1. Module de l'écoulement 55
III .4.3.2. Module de l'écoulement relatif 55
III.4.3.3. Coefficient de l'écoulement 55
III.4.3.4. Coefficient de variation 56
III.5. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités 56
III.6. Les débits des crues 58
III.6.1. Détermination débits maximums par les formules empiriques 58
III.7. Hydrogrammes de crues 61
Conclusion 61

Chapitre IV : Aménagements de l'Oued El Kantara

Introduction 64
IV .1. Synthèse et diagnostic 64
IV.1.1. Le potentiel environnemental du site 64
IV.1.2. La présentation des principaux problèmes de l'Oued El Kantara 65

Sommaire

IV.1.3. L'objectif visé 66
IV.2. Le choix de la technique d'aménagement des berges 66
IV.2.1. Généralité sur la technique d'aménagement de la berge 66
IV.2.1.1. Phénomènes d'évolution des berges 66
IV.2.1.2. Les forme d'évolution des berges 67
IV.2.1.3. Les manifestes d'évolution des berges 67
IV.2.2. Facteurs d'évolutions 67
IV.2.2.1. Sollicitations hydrauliques et hydrodynamiques 67
IV.2.3. Panorama des principales techniques d'aménagement des berges 67
IV.2.3.1. les techniques en génie végétal 67
IV.2.3.3. les techniques mixtes 68
IV.2.3.4.Avantage et inconvenant des technique d'aménagement des berges 68
IV.2.3.5. Le choix de la technique d'aménagement de la berge 68
IV. 3. Les Variantes d'aménagement proposées 69
IV.3.1. Présentation des variantes 69
IV .3.1.1.Variant en° 01 (canal trapézoïdal recouvré par géotextile des enrochements) . 69
IV.3.1.2.Variante n° 02 (Canal trapézoïdal recouvré par matelas de gabionnage) 72
IV .3.1.3.Variante n° 03 (canal rectangulaire ferme en béton arme) 73
IV .3.2. Choix de la variante 74
IV .3.2.1. Critère du Choix de la trajectoire de la variante 75
IV.4. Calcul hydraulique 75
IV.4.1. Généralités 76
IV.4.2. Rappel de quelques notions d'hydraulique 76
IV.4.2.1.Paramètres géométriques 77
IV.4.2.2. Périmètre mouillé 77
IV.4.2.3. Section d'écoulement 77
IV.4.2.4. Le rayon hydraulique 77
IV.4.3.Les différents types de Canaux 77
IV.4.3.1. Définition 77
IV.4.3.2. Les canaux naturels 78
IV.4.3.3. Les canaux artificiels 78
IV.4.4. Ecoulement Dans Les Canaux 78
IV.4.4.1.Type D'écoulement 78
IV.4.5.Classification et Types D'écoulements 80
IV.4.5.1.Ecoulement permanent uniforme 80
IV.4.5.2.Ecoulement permanent varié 80
IV.4.5.3. Régimes d'écoulement 81

Sommaire

IV.4.5.4.Le nombre de Froude Fr 82
IV.4.5.5.Le nombre de Reynolds Re 82
IV.4.5.6.Equation de continuité 83
IV.4.5.7. Répartition de vitesse 84
IV.4.6. Les paramètres géométriques 85
IV.4.6.1. Le choix de la section de meilleure conductivité 85
IV.4.6.2. Calculs du rayon hydraulique maximal 85
IV.4.6.3. Calcul de la profondeur normal h_n 86
IV.4.6.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr} 86
IV.4.6.5. Calcul de la pente critique 87
IV.4.6.6. Ecoulement dans une courbe 87
IV.4.7. Les formules de calcul principales 88
IV.4.7.1.Détermination du cœfficient de Chézy 89
IV.4.7.2. Calcul de la ligne d'eau 91
IV.5 .Choix des paramètres de dimensionnement 92
IV.5.1.La pente de projet 93
IV.5.2. Choix de la section 93
IV.5.3. Calcul de la profondeur final du canal H 93
IV.5.4.Calcul du débit maximal dans chambre du canal ferme 94
IV.5.5. Calcul des caractéristiques hydraulique du canal 94
IV.5.6. Dissipation d'énergie 100
IV.5.7.Calcul de la surélévation 100
IV.5.8. Marge de sécurité dans les canaux 101
IV.5.9.Calcul de la profondeur final du canal 102
IV.6. Etude génie civil et ferraillage du canal d'aménagement 102
IV.6.1.Objectif 102
IV.6.2.Etude de la stabilité au glissement et au renversement. 103
IV.6.2.1.Définition des charges 103
IV.6.3. Stabilité au poinçonnement 104
IV.6.4.Etude du ferraillage et des matériaux de construction 105
Conclusion 106

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction 107
V.1. Les installations fixes de chantier sont destinées 107
V.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier 108

Sommaire

V.2.1. Le maître de l'ouvrage 108
V.2.2. Le maître d'œuvre 108
V.2.3. L'entrepreneur 108
V.3. Description de projet 109
V.3.1. Réalisation de la variante d'aménagement 109
V.3.1.1. Les moyens de chantier 109
V.3.2. Engins utilisés 110
V.3.2.1. La niveleuse 110
V.3.2.2. Dozer 110
V.3.2.3. Pelle hydraulique équipée en rétro 110
V.3.2.4. La Bétonnière 112
V.3.2.5. Matériel de compactage 112
V.3.2.6. Camions 112
V.4. Succession des opérations du chantier 113
V.4.1. Travaux préparatoires 113
V.4.2. Exécution de l'ouvrage 113
V.4.3. Devis des différents volumes des travaux 113
V.4.4. Planning et phasage des travaux 114
V.4.4.1. Définitions des tâches et leurs durées 114
V.4.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) 115
V.4.4.3. Les paramètres de la méthode C.P.M 116
Conclusion 117

Chapitre VI : Protection et sécurité du travail
Introduction 118
VI.1. Cause des accidents de travail 118
VI.1.1. Causes humaines 118
VI.1.2. Causes techniques 118
VI.1.3. Conditions dangereuses dans le chantier 118
VI.2. Actions dangereuses 119
VI.3. Mesures préventives 119
VI.4. Organisation de la prévention des accidents du travail 119
VI .6. Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation 120
Conclusion 120

Conclusion

Liste des planches

PLANCHE N° 1…… PLAN TOPOGRAPHIQUE D’OUED EL KANTARA
PLANCHE N° 2…… VUE EN PLAN D'AMENAGEMENT
PLANCHE N° 3…… VE EN PLAN DU CANAL PRINCIPAL ET L'OUVRAGE D’ENTRE
PLANCHE N° 4…… COUPE TYPE DU CANAL PRINCIPAL
PLANCHE N° 5…… PROFIL EN LONG SUIVANT L'AXE DU CANAL PRINCIPAL
PLANCHE N° 6…… COUPES EN TRAVERS SUR LE CANAL PRINCIPAL
PLANCHE N° 7…… COFFRAGE-FERRAILLAGE DES COUPE (A-A), (B-B), (C-C), SUR LE CANAL PRINCIPAL
PLANCHE N° 8…… COFFRAGE-FERRAILLAGE DES BLOCS "A", "B" et "C" SUR LE CANAL PRINCIPAL

Liste des figures

Figure. I. 1 : Inondation par remontée de la nappe phréatique..... 3
Figure I.2 : Structure d'une lave torrentielle..... 4
Figure. I.3 : Schéma montre le transport solide 7
Figure. I. 4 : Délimitation du bassin versant 10
Figure. I.5 : Schéma présente les différents lits de la rivière 12
Figure. II.1 : Carte Les limites territoriales de la wilaya de Jijel (échelle 1/25000) 16
Figure. II.2 : Hypsométrie de la dépression néogène de Jijel (MNT) 17
Figure. II.3 : Extrait de la carte géologique de la région de Jijel d'après (Durand Delga, et Fontboté ; 1990) 19
Figure. II.4 : Coupe lithologique par corrélation des sondages dans l'Oued El Kantara 21
Figure. II.5 : Image satellitaire de la zone d'étude(la mère) motr et echell 24
Figure. II.6 : Répartition mensuelle des précipitations en (%) à la station d'Achouat Jijel (Période : 1980-2012)..... 26

Figure. II.7 : Répartition des températures moyennes à la station d'Achouat (Période : 1980-2012)..... 27
Figure. III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued El Kantara 33
Figure. III.2 : Diagramme ombrothermique de Gaussen et Bagnouls (Période : 1980-2012)..... 38
Figure. III.3 : Climagramme d'Emberger 40
Figure. III.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL. 46
Figure. III.5 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON..... 47
Figure. III.6 : Carte Evaporations potentielles moyennes annuelles de l'Algérie (ONM 2010)..... 48
Figure. III.7 : Courbes des intensités des pluies..... 58
Figure III.8 : présente l'hydrogramme de crue pour différentes fréquences..... .63
Figure. IV.1. Image satellitaire montre la zone inondable de l'Oued El Kantara……..…67
Figure. IV.2 : Mécanismes de rupture du sous-sol..... ……67
Figure. IV.3 : Profil type d'une digue par enroche ..... ……71
Figure. IV.4 : Profil type de la digue recouvrée par un matelas de gabionnage……...72
Figure. IV.5 : Profil type canal ferme en béton armé……....73
Figure. IV.6 : Les trajectoires proposées pour le canal d'aménagement……..... 75
Figure. IV.7 : Tirant d'eau, largeur au miroir et la section mouillée…….... 76

Figure. IV.8 : Schéma représentant les différents régimes d'écoulement……...… 79
Figure. IV.9 : Les différents types d'écoulements existants……..……..81
Figure. IV.10 : Schéma de l'équation de continuité…… 83
Figure. IV.11 : Répartition des vitesses en fonction de la hauteur……...…… 84
Figure. IV.12 : Ecoulement dans une courbe…….. 88
Figure. IV.13 : Section transversale PT2-PT27……..…. 95
Figure. IV.14. Schéma de la ligne d'eau type S_2…….... 96
Figure. IV.15 : Schéma hydraulique complet à l'abscisse 102.21 m……..…… 96
Figure. IV.16 : section en transversale PT27-PT86……..... 97
Figure. IV.17 : Schéma de la ligne d'eau type S_2…… 98
Figure. IV.18 : Schéma hydraulique complet à l'abscisse 230.63 m……..… 98
Figure. IV.19 : Schéma de la ligne d'eau type S_2……..…. 99
Figure. IV.21 : Schéma des forces agissantes sur le canal d'aménagement……..… 103
Figure. IV.22 : Schéma du diagramme des contraintes créé……..… 104
Figure. V.1 : Réseau à nœuds de l'aménagement d'Oued El Kantara 117
Figure. VI.1 : Organigramme de la prévention 120

Liste des tableaux

Tableau. II.1 : Les principaux oueds de la wilaya de Jijel 22
Tableau. II.2 : Principaux barrages de la wilaya 23
Tableau. II.3 : Coordonnées de la station d'Achouat 25
Tableau. II.4 : Températures moyennes mensuelles à station d'Achouat 26
Tableau. II.5 : Températures moyenne maximales et minimales à station d'Achouat 27
Tableau. II.6 : Humidités moyennes mensuelle à la station d'Achouat 27
Tableau. II.7 : Vitesse moyenne du vent à la station d'Achouat (Période : 1980-2012) 28
Tableau. II.8 : Insolation moyenne mensuelle à la station d'Achouat (Période : 2004-2012). 28
Tableau. II.9 : Moyennes mensuelles des chutes de la grêle..... 28
Tableau. III.1 : Hypsométrie du bassin versant(La répartition des surfaces en fonction des côtes) 32
Tableau III.2: Récapitulatif des caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant .. 36
Tableau.III.3 : Montre la précipitation et la température moyenne à la station d'Achouat (Période : 1980-2012)..... 37
Tableau. III.4 : Calcul du rapport (P/T) selon méthode d'Euverte 38
Tableau. III.5 : Paramètres de la formule de L. Emberger 39
Tableau. III.6 : Coordonnées de la station pluviométrique d'ACHOUAT 40
Tableau. III.7: Calcule du test de la médiane 42
Tableau. III.8 : Caractéristiques de la série (avec N=33ans) 44
Tableau. III.9 : résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL 45
Tableau. III.10 : résultat de l'ajustement à la loi GALTON ou loi log normale 47
Tableau. III.11 : Résultat de l'ajustement à la loi GALTON 48
Tableau. III.12 : Evaporation moyenne mensuelle à la station d'Achouat
(Période 1980-2012)..... 48
Tableau III.13 : Paramètres de la formule de TURC 48
Tableau III.14 : les paramètres de La formule de Coutagne 49
Tableau. III.15 : Caractéristiques des formules de calcul des apports solides. 50
Tableau III.16 : Calcul des apports solides 55
Tableau. III.18 : Pluies de courte durée de différentes fréquences 55
Tableau III.19 : Calcul des pluies et d'intensité en fonction de temps 57
(Périodes de routeur : 10, 20, 50,100 ans)..... 57
Tableau. III.21 : Valeur de α en fonction de la fréquence..... 60
Tableau III.22 : Débit max des différentes fréquences 61
Tableau III.23 : montre la variation des débits crue en fonction du temps pour différentes fréquences..... 62

Tableau. IV.1 : Caractéristiques du géotextile de filtration pour l'enrochement 69
Tableau. IV.2 : Débits de points pour les différant périodes de routeur 75
Tableau. IV.3 : Caractéristiques géométriques de quelques sections simples 85
Tableau. IV.4 : Pente du radie du canal 92
Tableau. IV.5 : Pente de projet choisie 93
Tableau. IV.6 : Calcul du débit maximal passera dans chaque chambre 94
du canal d'aménagement 94
Tableau. IV.7 : Le descriptif de la ligne d'eau dans le canal (PT2-PT27) 95
Tableau IV.8 : montre la descriptif de la ligne d'eau dans le canal (PT27-PT86) 97
Tableau. IV.9 : Le descriptif de la ligne d'eau dans toute la longue du canal 98
Tableau IV.10 : Montre la valeur de vitesse moyenne limite d'érosion pour lites consolides 100
Tableau IV.11 : Calcul des surélévations dans le premier canal 101
Tableau. IV.13 : Les calculs de la profondeur finale du canal (H) 102
Tableau. IV.14 : Calcul des différentes forces agissant sur le canal principal 103
Tableau. IV.15 : Calcul de stabilité au glissement et au renversement 104
Tableau. IV.16 : Calcul de stabilité au poinçonnement pour le canal 105
Tableau. V.1 : Devis quantitatif estimatif des différents travaux 113
Tableau. V.2 : Temps de réalisation des opérations du canal d'aménagement 115
Tableau. V.3 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération d'aménagement de l'oued El Kantara 116

Introduction

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national et également en dans le monde entier. Au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, elles font environ 20 000 victimes par an.

L'étude sur les inondations en Algérie établie par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques ses dernières années montre que le pays est confronté au phénomène de crues et inondations très destructives en particulier dans les régions arides et semi-arides. Les crues de ces zones sont moins connues. Elles sont caractérisées par leur subite durée (pluies averse d'orage). La durée de la crue est de l'ordre de quelques minutes à quelques heures. Les dégâts humains et matériels ont été toujours très élevés.

I.1. définition de l'inondation

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

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

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

I.1.1. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes

L'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

I.1.2. Les différents Types d'inondations

Il est classique de distinguer au moins six types d'inondation :

I.1.2.1. Les inondations des plaines

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérée, s'abattant sur des sols ou le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

I.1.2.2. Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est également. On parle aussi de crues éclairs pour désigner des crues torrentielles survenant de très petits bassins versants et se formant en quelques heures.

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 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchant principalement les zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranées, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri.

I.1.2.3. Les inondations par Le ruissellement pluvial

L'imperméabilisation du sol par les aménagements (bâtiments, voiries, parkings, etc.) et par les pratiques culturales limite l'infiltration des précipitations et accentue le ruissellement. Ceci occasionne souvent la saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales. Il en résulte des écoulements plus ou moins importants et souvent rapides dans les rues, Au sens large, les inondations comprennent également les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèches dans les digues) et les inondations dans les estuaires. Ces dernières résultent de la conjonction de la crue des fleuves, de fortes marées et de situations dépressionnaires (régime de tempête).

I.1.2.4. Inondation par remontées de nappe

Lors des inondations survenues dans la vallée de la somme et des affluents. De vastes zones du plateau ont été soumises à des phénomènes de remontées de la nappe phréatique, dans la dépression dites « vallées sèches », dans les caves et sous-sol, entraînant de nombreux mouvements de terrain. Ces crues de la somme sont très lentes qui se développent sur plus de deux mois.

L'événement pluviométrique déclenchant s'analyse sur une longue période à partir d'une date conventionnelle de début de recharge des nappes jusqu'à l'apparition des désordres. Ces phénomènes étaient presque totalement méconnues (ou oubliés) jusqu'aux événements de la somme.

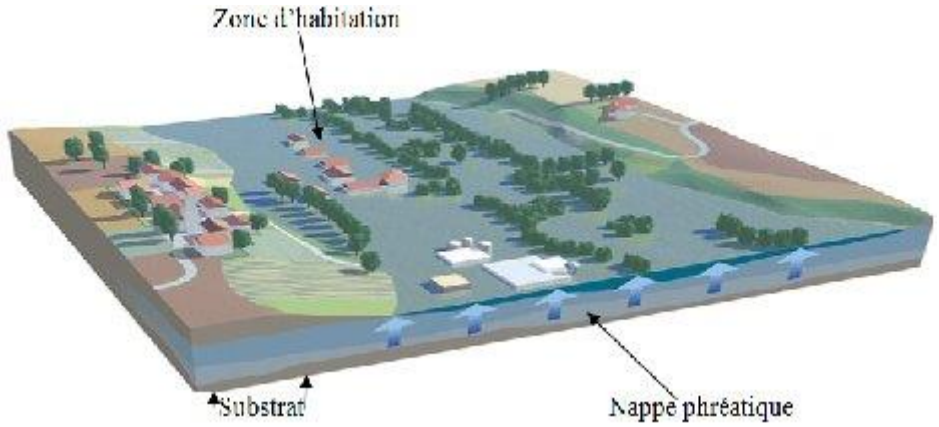


Figure. I. 1 : Inondation par remontée de la nappe phréatique

I.1.2.5. Les coulées de boue

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dés l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue", l'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.

I.1.2.6. Inondation par rupture d'une protection

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir

la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

I.1.2.7. Un cas particulier : les laves torrentielles

Les laves torrentielles se forment dans le lit des torrents au cours d'une crue liquide, lorsqu'une grande quantité de matériaux meubles (éboulis, paquets de terre, etc.) y est mobilisable. Ces écoulements sont composés d'un pourcentage de matériaux solides supérieur à 50 %, de tailles variées, allant des matériaux fins jusqu'à de très gros blocs.

La lave torrentielle se comporte comme un fluide visqueux très dense, dans lequel les blocs paraissent flotter dans une pâte boueuse (mélange d'eau et de fines). Elle a un pouvoir destructeur plus important qu'une crue torrentielle de débit équivalent, en raison de sa densité élevée, de la vitesse de déplacement (plusieurs km/h selon la pente du torrent) et de la quantité de matériaux charriés. Les blocs transportés peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes.

Lorsque la lave torrentielle survient, l'écoulement liquide du torrent s'arrête. Alternent alors des successions de bouchons (embâcles) et de coulées boueuses (débâcles) qui déferlent dans le lit du torrent.

Par ailleurs, en raison des quantités de matériaux transportés, le colmatage du lit du torrent peut s'accompagner de divagations dans les zones urbanisées de fond de vallée, qui occupent les cônes de déjection torrentiels.

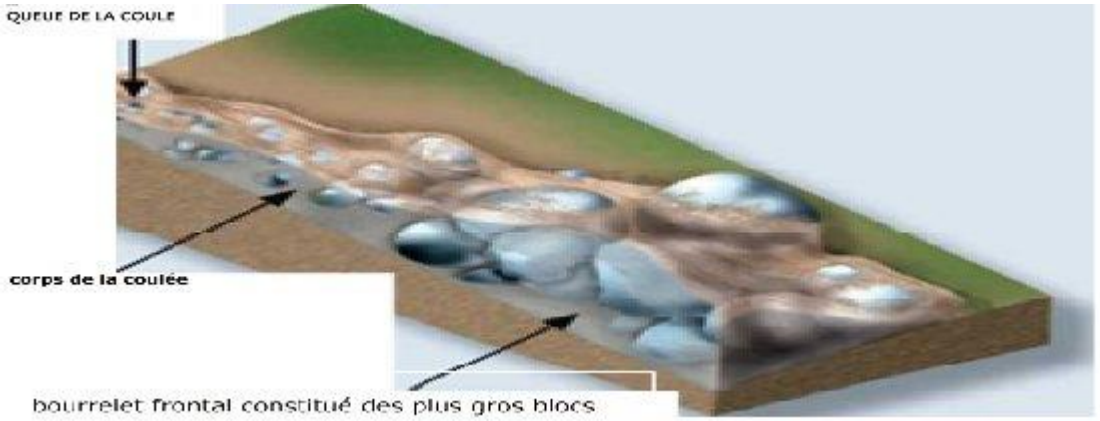


Figure I.2 : Structure d'une lave torrentielle

I.2. Mécanisme des inondations

I .2.1. Les facteurs physiques qui influencent les inondations

- Le régime des pluies,

- Le relief,
- La taille du bassin versant,
- L'état des sols.

I .2.2. Les facteurs aggravants du risque d'inondation

- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables,
- La diminution des champs d'expansion des crues,
- L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau,
- La formation et la rupture d'embâcles,
- La défaillance des dispositifs de protection,
- L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versant.

I.3. Caractérisation du phénomène

La crue correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau. Elle est décrite par quatre paramètres : *Le débit, la hauteur d'eau, la vitesse et la durée*.

En fonction du débit, la crue peut être contenue dans le lit mineur, débordé dans le lit moyen ou le lit majeur, On parle alors donc d'inondation.

I .3.1. La crue

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

I.3.2. L'étiage

Le débit d'étiage est le débit minimum d'un cours d'eau, observé sur un temps donné en période de basses eaux.

I.3.3. Le processus de formation des crues

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

- l'eau mobilisable, constituée de l'eau reçue par le bassin versant ;
- le ruissellement, qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol.

Il dépend de la nature du sol, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux ;

- le temps de concentration, qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci ;
- la propagation de l'onde de crue, qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

I .4. L'aléa inondation

I .4.1. Les principaux paramètres nécessaires pour évaluer l'aléa

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour qualifier l'aléa inondation

- la hauteur et la durée de submersion,
- la période de retour des crues,
- la vitesse d'écoulement,
- la torrentialité du cours d'eau

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres, autres que la quantité de pluie tombée : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement ... et pour une même quantité précipitée, la crue apparaîtra ou non.

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, milléniale...), les débits et l'intensité étant d'autant plus importants que la période de retour est plus longue.

I .4.1.1. La période de retour de crues

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

On distingue par ordre croissant :

- **les crues fréquentes**, dont la période de retour est comprise entre un et deux ans ;
- **les crues moyennes**, dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans ;
- **les crues exceptionnelles**, dont la période de retour est de l'ordre de cent ans ;

- **la crue maximale vraisemblable**, qui occupe l'intégralité du lit majeur.

L'aléa de référence servant de base à l'élaboration des documents réglementaires correspond à l'événement centennal ou au plus fort événement connu, s'il présente une fréquence supérieure à cent ans.

I .4.1.2. La vitesse d'écoulement

Conditionnée par la pente du lit et sa rugosité. Elle peut atteindre plusieurs mètres par seconde. La dangerosité de l'écoulement dépend du couple hauteur par vitesse. À titre d'exemple, à partir de 0,50 m / s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau ou d'être blessé par des objets charriés à vive allure.

I .4.1.3. Le volume de matière transportée

Ce volume est communément appelé « transport solide ». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs, etc.) se trouvant dans les cours d'eau, et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant, Le terme de transport solide ne comprend pas le transport des flottants (bois morts...).

Figure. I.3 : Schéma montre le transport solide

Remarque :

Chacun des trois derniers paramètres a plus ou moins d'importance selon les caractéristiques morpho dynamiques de la rivière. Par exemple, l'aléa inondation d'une rivière, dont la pente en long est faible (inférieure à 0,1 %) sera surtout caractérisé par la hauteur et la durée de submersion. L'aléa inondation d'une rivière torrentielle sera essentiellement caractérisé par

une vitesse du courant élevé et un fort transport solide.

I .4.1.4. La hauteur et la durée de submersion

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence. La structure porteuse de l'habitation peut être endommagée et les sols et murs gorgés d'eau.

Lorsque la durée de submersion est importante (supérieure à 24 h voire 48 h), des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent sale, contaminée par les égouts ou parfois le mazout échappé des cuves.

Pour l'homme, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. À titre d'exemple, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau.

I .5. Le processus de formation des crues

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

• **l'eau mobilisable,** constituée de l'eau reçue par le bassin versant ;

• **le ruissellement,** qui correspond à la part de l'eau qui n'a pu s'infiltrer dans le sol. Il dépend de la nature du sol, de son occupation de surface et de l'intensité de l'épisode pluvieux ;

• **le temps de concentration,** qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu'à celui-ci ;

• **la propagation de l'onde de crue,** qui est fonction de la structure du lit et de la vallée alluviale, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

I .6. 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 de la Loire ou de la Seine) 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.

À ces paramètres s'ajoutent des facteurs naturels aggravants, comme la formation et la rupture d'embâcles ou la fonte des neiges. 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 France que des crues importantes soient provoquées uniquement par ce phénomène, même s'il demeure un facteur aggravant.

I .6.1. La formation rapide de crues torrentielles

Lorsque des précipitations intenses, telles des averses violentes, tombent sur tout un bassin versant, les eaux ruissellent et se concentrent rapidement dans le cours d'eau, engendrant des crues torrentielles brutales et violentes. Le cours d'eau transporte de grandes quantités de sédiments et de flottants (bois morts, etc.), ce qui se traduit par une forte érosion du lit et un dépôt des matières transportées. Ces dernières peuvent former des barrages, appelés embâcles, qui, s'ils viennent à céder, libèrent une énorme vague pouvant être mortelle.

I .6.2. Une crue se définie par déférentes critères

Sa genèse, sa durée, sa fréquence, sont débit de Pointe ainsi que son volume Les fortes pluies engendrent une crue, parfois associée à une remontée de la nappe phréatique. On distingue deux grands types de crues :

I .6.2.1. Les crues océaniques

Elles sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges. La montée des eaux et la décrue sont lentes, progressives et donc facilement prévisibles. La durée des hautes eaux varie de plusieurs jours à quelques semaines selon la taille du bassin d'alimentation du cours d'eau et la durée des précipitations.

I .6.2.2. Les crues torrentielles

Résultent des précipitations de type orageux. Elles durent entre quelques heures et deux journées, et se produisent très vite après les pluies (moins de 24 h), ces crues, plus

fréquentes dans les zones de relief accidenté et dans les régions à climat méditerranéen ou tropical

I .7. Éléments de base en hydrologie

I .7.1. Un territoire géographique bien défini : le bassin versant

Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol.

Le bassin versant (Fig. I. 4) correspond donc à la surface d'alimentation d'un cours d'eau).

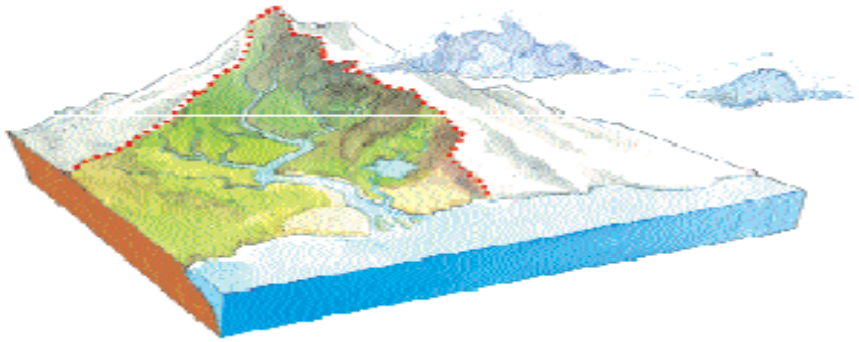


Figure. I. 4 : Délimitation du bassin versant

La délimitation d'un bassin versant est difficile à mettre en œuvre. En effet, il faut tenir compte des écoulements de surface mais également des écoulements souterrains (Fig. I.4). On distingue trois types des bassins versants :

I .7.2.Le bassin versant topographique

Est déterminé par les écoulements de surface, par conséquent, les frontières de ce bassin versant sont les lignes de partage des eaux.

Cependant, selon la géologie du terrain, il se peut que des eaux, qui en surface semblent rejoindre un bassin versant voisin, s'infiltrent et reviennent alimenter le bassin versant initial (présence d'une couche imperméable).

- ✓ On parle alors d'un **bassin versant hydrogéologique** dont les limites sont les structures géologiques imperméables.

- ✓ Le bassin versant réel ou **bassin versant hydrologique :** est donc la somme de ces deux bassins versants (topographique + hydrogéologique).

I .7.3.Le lit de la rivière

I .7.3.1. Le lit mineur

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

I .7.3.2. Le lit majeur

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

On distingue deux types de zones :

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

I .7.3.3. Le lit moyen

Sous certains climats, notamment méditerranéens, il peut être identifié un lit moyen. Pour les crues de période de retour de 1 à 10 ans, l'inondation submerge les terres bordant la rivière et s'étend dans le lit moyen. Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripé-sylve, sur lequel s'écoulent les crues moyennes

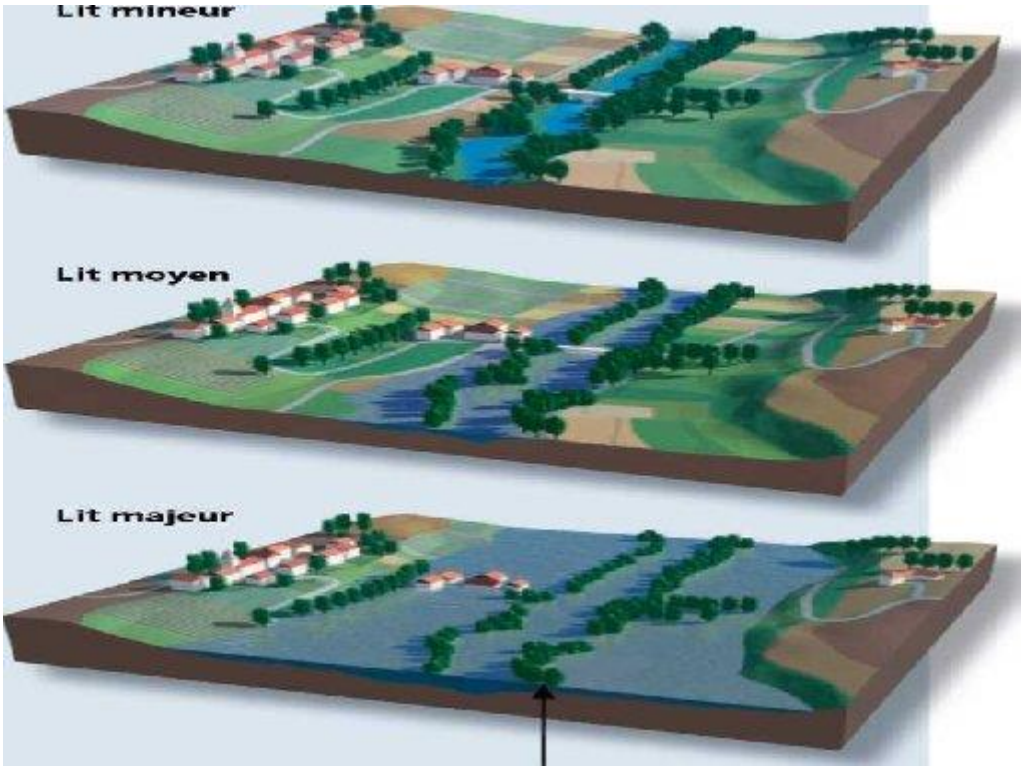


Figure. I.5 : Schéma présente les différents lits de la rivière

I .7.4. Différentes causes des inondations

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

I.7.4.1. Causes naturelles

Liée aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques attendus. La mousson en Inde par exemple ou à un événement naturel (glissement de terrain) qui empêche l'écoulement habituel de l'eau.

I.7.4.2. Causes anthropiques direct

Le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et Dégradation des sols, certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration.

I.7.4.3. Causes humaines directes

Établissements d'écluses de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages à l'approche des crues, et pour la même raison avec les mêmes effets, retenue importante du dernier bief avant évacuation vers la mer.

I.7.4.4. Causes humaines indirectes

Liée aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraîne la fonte des glaciers et qui provoque une montée du niveau des océans, des cours d'eau ou encore cela pourrait entraîner des cyclones plus intenses.

I .7.5. Conséquences des différant type d'inondations

I .7.5.1. Pour Les inondations des plaines

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

I .7.5.2. Pour les inondations cause par Le ruissellement pluvial

- Une accumulation des eaux dans les points bas pouvant stagner pendant quelques jours.
- Un ruissellement pluvial pouvant réactiver de petits cours d'eaux temporaires.
- Des dommages dus à la violence du courant, à la durée de submersion et à un fortement érosion.
- Un délai d'alerte court.

I .7.5.3. Pour les inondations cause par Les crues torrentielles

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

I .7.5.4. Pour les inondations cause par Les remontées de nappes

Ces phénomènes sont difficiles à prévoir. Ils ne sont généralement pas délimités sur une carte, sauf dans les zones potentiellement touchées

I .8. Exemples des inondations

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

I .8.1. Inondation dans le monde

Evénement récurrent partout dans le monde, ce phénomène a touché la plus part des pays, ces pays présentent à la fois les conditions climatiques, les sites géologiques à risque et des infrastructures insuffisantes en terme de protection de l'homme et de l'environnement

- ✓ à l'océan Indien à Bangladesh ce phénomène entraîne parfois, comme en 1970 la mort de plusieurs personnes.
- ✓ La montée précoce des eaux du fleuve Sénégal fait peser au mois d'août 2000 de graves inondations.
- ✓ en France 3 à 4% de la population concernée et 7600 communes, sont exposées à l'inondation.
- ✓ En 1935 à Toulouse, des inondations catastrophiques ont provoqué la mort de 200 personnes.
- ✓ En 1988 à Nîme, des crues torrentielles et inondations pluviales ont provoqué la mort de 11 personnes.

I .8.2.Inondation en Algérie

En Algérie, le risque d'inondation est parmi les défis majeurs qu'affrontent les agglomérations Algériennes situées aux pieds des versants dans les basses plaines ; aux embouchures des oueds. Les crues inondant es constituent un risque engendré par l'accroissement démesuré de ces entités urbaines sans infrastructures convenables en matière d'assainissement et de protection contre ce risque. Pour rappel nous citons quelques crues et inondations catastrophique survenus sur e territoire algériens :

- ✓ Les précipitations exceptionnelles survenues le 28 au 31 mars 1974 sur plusieurs régions du centre ont causés uniquement dans la wilaya de Tizi-Ouzou 52 morts, 4570 maisons détruites, 130 villages isolés et plus de 18000 sinistrés.
- ✓ Les dégâts matériels ont été estimés à l'époque à 27 millions de Dinars, 13 ponts et quelques Kilomètres de route ont été emportés par les crues.
- ✓ La plus forte crue historique de Oued El Hammam dans le bassin de la Macta, enregistrée le 27 Novembre 1927(estimé à environ de 5000 m^3/s) à amener la rupture totale de l'ancien Barrage Fergoug près de Mascara.
- ✓ Les pluies exceptionnelles (plus de 240mm), abattu sur Bouzaréah dans la nuit de 9 au 10 Novembre 2001, provoquées par un orage local ont généré une crue catastrophique, estimée à 730m3 /s, sur un bassin versant de 10 km^2.Cette crue à arracher et emporté

avec elle d'énormes quantité de terre (boue), arbres et détritus de toute sorte. La violence meurtrière de cette crue survenue sur Bab El Oued (Alger) à fait presque 1000 morts et importants dégâts matériels.

- ✓ Les inondations du 03 octobre 2008 qui ont touché la région de Ghardaïa (600 km au sud d'Alger) ont causé des dégâts estimés à près de 250 millions d'euros. Ces intempéries ont fait 34 morts, 89 blessés et un disparu.
- ✓ les dernières inondations décembre 2008 ont causés des dégâts matériels et humains considérables sur ces zones(JIJEL).

Conclusion

Les moyens de protection contre l'inondation consistent en l'aménagement du cours d'eau ou du bassin versant en vue de contrôler le déroulement et les conséquences de la crue on parle de protection passive. Diverses mesures existent, tels que les enrochements, endiguements, pièges à matériaux, plages de dépôts, etc. Ces protections sont efficaces pour une certaine intensité du phénomène, appelée crue de projet. En cas de dépassement de celle-ci, les protections peuvent être inefficaces, voire dangereuses en cas de rupture. C'est le cas par exemple des digues qui peuvent être submergées ou des barrages excréteurs sur les grands fleuves, dont l'efficacité est faible en cas de crue majeure.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis toujours, l'homme a préféré s'installer dans des régions à relief plat et aux environs des points d'eau lui assurant la disponibilité en grandes quantités de cette ressource qui lui permet de réaliser ces activités habituelles (agriculture, industrie…).

Alors, des cités entières se sont développées au fur et mesure à proximité des cours d'eau qui, en recevant des débits importants, font apparaître des difficultés d'évacuation, et les eaux envahissent momentanément ces zones causant ainsi, des dégâts considérables à l'homme et à ces biens.

Devant cette menace, l'homme a depuis toujours tenté d'aménager ces 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, il a aussitôt découvert que les aménagements réalisés à un endroit se répercutent sur la manière dont l'eau va s'écouler en aval. Ainsi, les conséquences de ces aménagements 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 elle atteint plus rapidement d'autres endroits, ce qui aggrave les inondations de nombreux autres centres urbains situés en aval.

Actuellement, et sous l'effet de changements climatiques, les inondations représentent le phénomène naturel le plus fréquent et le plus dommageable dans le monde engageant de ce fait la responsabilité des Etats en matière de prévention et de protection des risques d'inondation qui repose en priorité sur l'information des populations, la maîtrise de l'urbanisation dans les zones inondables et la préservation des zones naturelles d'expansion de crues.

Ainsi, et dans cette optique que nous souhaitons à travers le présent travail à visant à prévenir les populations situé dans la zone riveraine de l'Oued EL KANTARA de la willaya de Jijel des risques d'inondations,

Aussi, notre étude s'articulera en trois étapes principales :

- **Première étape** : Diagnostic physico- géographique et la connaissance du bassin versant, permettront de caractériser les principaux facteurs naturels intervenant dans l'alimentation en eau et dans l'écoulement ; facteurs orographiques et morphologiques, lithologiques, climatiques et biogéographiques. Leur interaction est déterminante dans le comportement hydrologique de ce bassin.

- **Seconde étape** : Etude hydrologique qui portera sur le bassin versant de l'Oued EL KANTARA. Cette étude qui, sera basée sur le traitement statistique des données hydrométriques, mettra en relief les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des débits et des volumes de crues.
- **Troisième partie** : Elaboration d'une solution lite contre l'inondation de l'Oued El KANTARA et permette d'amélioration du cadre de vie de la population riveraine

CHAPITRE I :

GENERALITE SUR INONDATION

CHAPITRE II :

DONNEES DE BASE

Introduction

L'amélioration des pratiques de conception, de réalisation et de gestion de projet urbain requiert l'accumulation et la diffusion d'un savoir sur la ville et son territoire.

Dans cette perspective, l'objectif de ce chapitre est de comprendre le contexte global dans lequel s'inscrit notre aire d'intervention.

Cette analyse se concentrera sur une partie de la ville de Jijel, son territoire, sa géographie, son climat, sa population, et ces crues, ces vocations multiples, ces potentialités diverses et mutations urbaines.

En résumé, il s'agit de saisir, à des échelles différentes, les forces et les faiblesses et les risque du territoire étudié.

II.1. Présentation de la wilaya de Jijel

II.1.2. Origine du nom de la willaya de Jijel

Le nom originel de la ville vient du berbère « Ighil Gili » qui signifie, la colline de l'exil ou encore « Ighil Ighil » qui voudrait dire de colline en colline.

II.2. Superficie et situation géographique

La wilaya de Jijel est une collectivité territoriale située au Nord de l'Algérie, sur le bassin Méditerranéen, à environ 350 km à l'Est d'Alger, sur la longitude 05° 47' Est et la latitude 36° 50' Nord.

Elle s'étale sur une superficie de 2 396 km^2, avec une façade maritime de 120 km, à l'Est par la wilaya de Skikda, à l'Ouest par la wilaya de Bejaia, au Sud-Est par la wilaya de Constantine, au Sud par la wilaya de Mila et enfin au Sud-ouest par la wilaya de Sétif. Elle est caractérisée par un relief montagneux et très accidenté . Les montagnes occupent 82 % de la superficie totale.

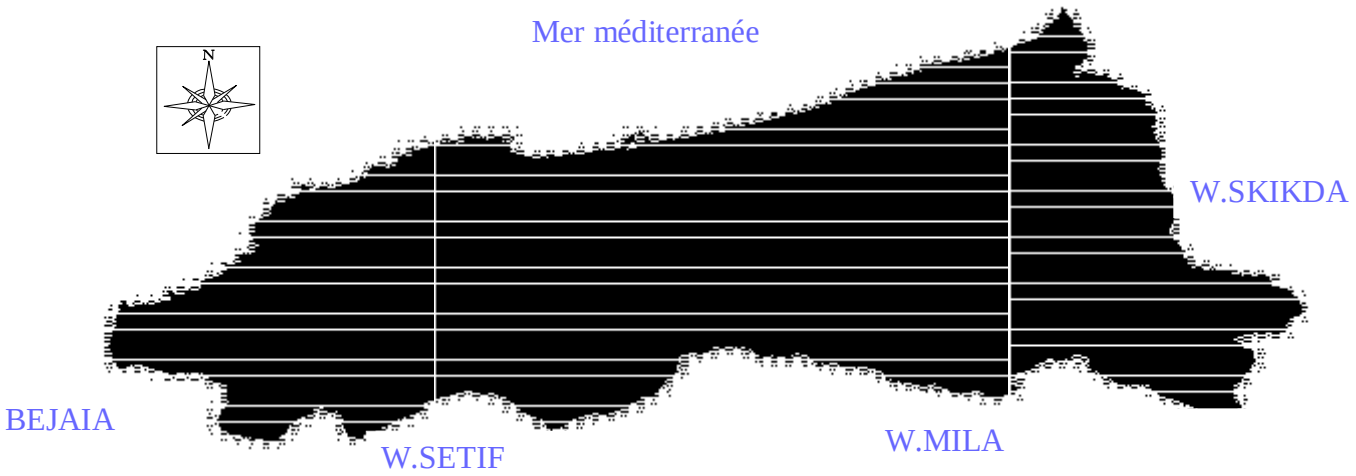


Figure. II.1 : Carte des limites territoriales de la wilaya de Jijel (échelle 1/25000)

II.3. Topographie et morphologie

II.3.1. Relief

Le territoire communal est constitué par une plaine côtière cernée par le Mont Mezghitane (300 m d'altitude) et les zones montagneuses des Beni-Caid au sud et la mer Méditerranée au Nord. La vallée de Oued El Kantara coupe cette plaine à l'Est de la ville, le territoire s'étend jusqu'à l'oued Mencha à l'Est et l'Oued Kissir à l'Ouest.

D'après des études faites sur la région, Jijel se situe dans une zone sujette à des tremblements de terre, au vu de son étendue, le relief de la wilaya est hétérogène, il est matérialisé par :

- **Zones montagneuse :** représentent 54 % de la SAU, soit 23.600 ha, on y pratique l'élevage bovin, caprin et l'oléiculture.
- **Piémonts :** représentent 12 % de la SAU, soit 5.200 ha, on y pratique les petits élevages.
- **Zones de plaines :** représentent 34 % de la SAU, soit 14.790 ha, on y pratique l'élevage bovin intensif et le maraichage.

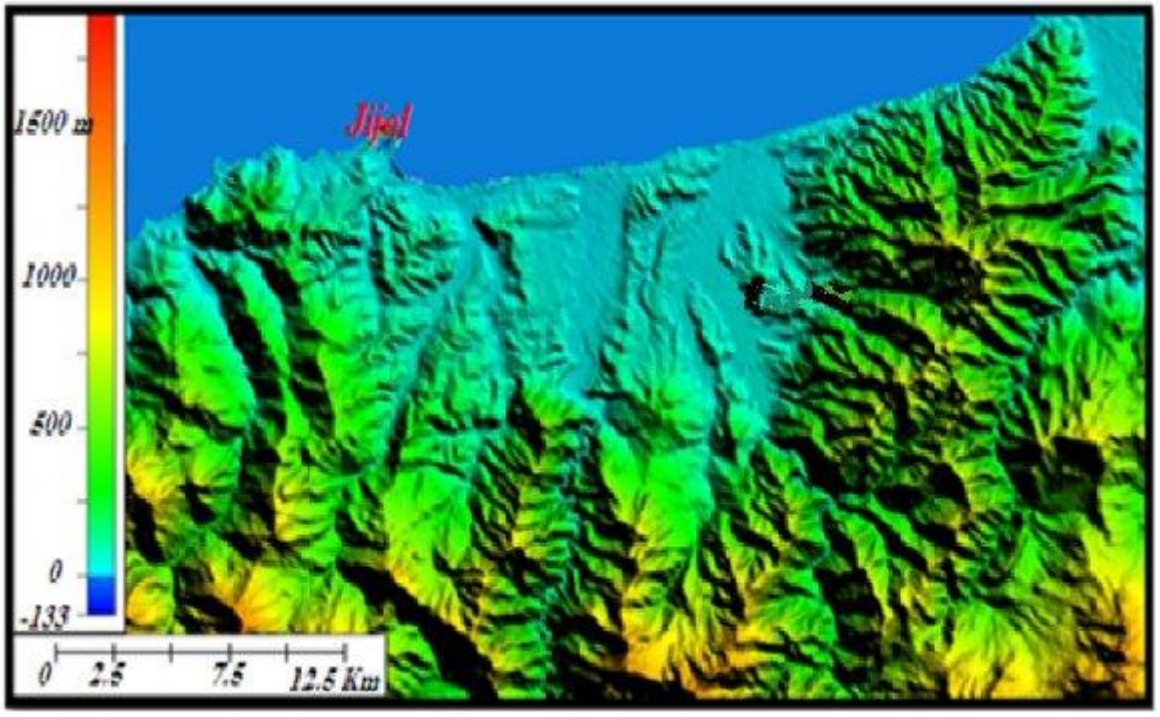


Figure. II.2 : Carte de relief Générée par le MNT de la région d'étude

II.3.2. Le plan morphologique

La ville de Jijel est caractérisée par un relief relativement bas peu accidenté. La région est constituée de trois ensembles physiques principaux :

- un ensemble montagneux formant le prolongement de la partie orientale du massif de Guerouche recouvert en partie par le foret. Il s'étend dans la partie ouest et sud de la commune. Son altitude varie entre **340 et 560 m**. les versants limitant ce relief se caractérisent par des pentes moyennes à fortes.
- Un ensemble des collines à faible altitude, localisées dans les parties Est et Centre de la commune et abritant les principales agglomérations de kaous, Beni Ahmed et Chaddia.
- Un ensemble de petites plaines formant les terrasses alluviales de l'oued Mencha et Bou-radjeh, occupant des superficies très réduites. Ces plaines sont à protéger contre l'urbanisation et toute forme de pollution compte tenu de leur haute vocation agricole et des risques d'inondation qu'elles peuvent encourir à vu leur situation de proximité des oueds.

II.4. Végétation

La végétation du chef-lieu est caractérisée par une couverture forestière peu abondante, constituée en majeure partie de chênes-lièges en amont. Du point de vue agricole, la partie avale est occupée en majeure partie par des fruits et des légumes localement consommés
(La carte de l'occupation du sol de la Wilaya de Jijel montre dans annexe **I)**.

II.5. Situation géologique, hydrogéologique et sismicité [7]

II.5.1. Situation géologique

Du fait que les limites des eaux souterraines dépassent de loin celles des eaux de pluie, que les unités aquifères existantes ont une très grande extension et débordent largement la zone étudiée, du fait aussi de l'hétérogénéité locale et de la spécificité de chaque nappe, il nous a paru préférable de présenter la géologie générale de la région et de donner par la suite en détail la géologie de chaque formation aquifère.

La région du site d'étude (Oued EL Kantara est située dans de la zone Cristallophyllienne de la Kabylie de Collo, qui fait intimement partie de la petite Kabylie, vaste chaîne côtière qui constitue l'Atlas tellien, La Kabylie de Collo (selon Marcel Roubault - 1934) est un massif de roches cristallophylliennes et éruptives, partiellement recouvert par des lambeaux transgressifs de marnes ou de grès nummulitiques (Numidien). En dehors de ce

Numidien, les terrains sédimentaires ne sont représentés que par des formations récentes : terrasses, alluvions de toutes natures, « dunes », colluvions, éboulis.

Dans ses grandes lignes, le schéma géologique de la Kabylie de Collo est assez simple :

- au Nord, du granite et un appareil secondaire de gneiss et de serpentines,
- au Sud, des schistes cristallins enrobant une apophyse granitique,
- entre les deux entités, une large bande « ouest – est » de formations éocènes

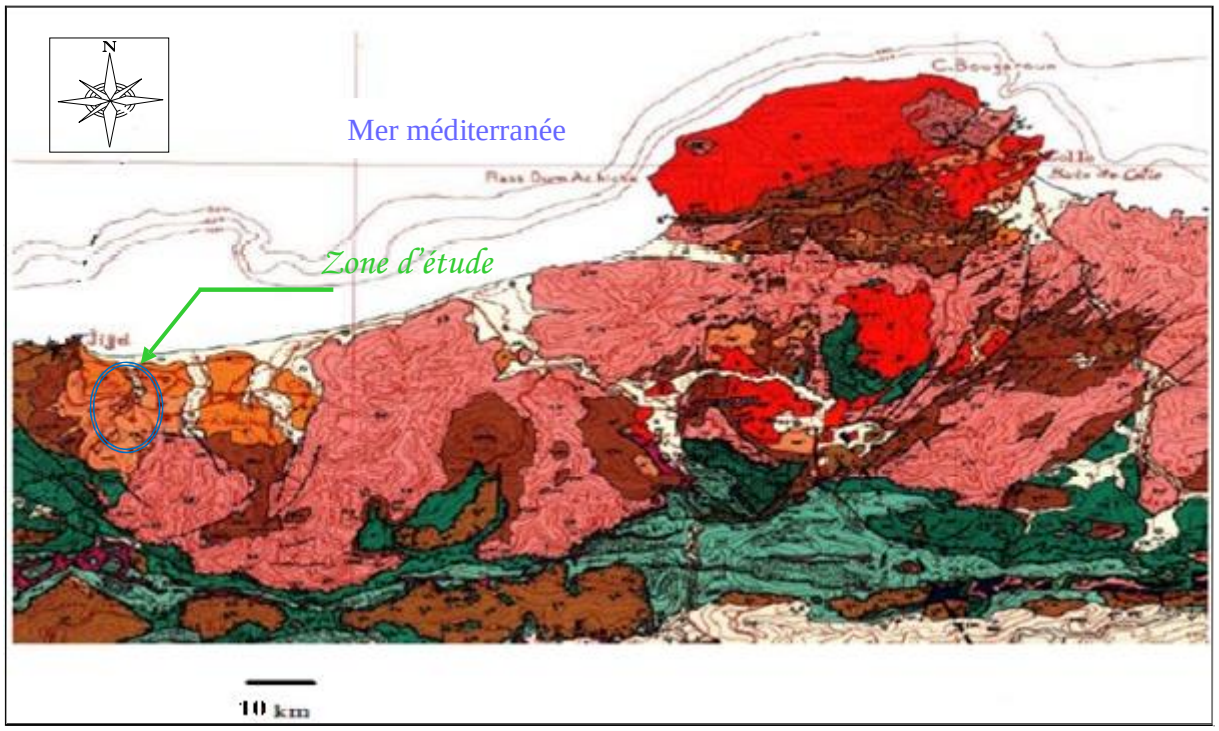
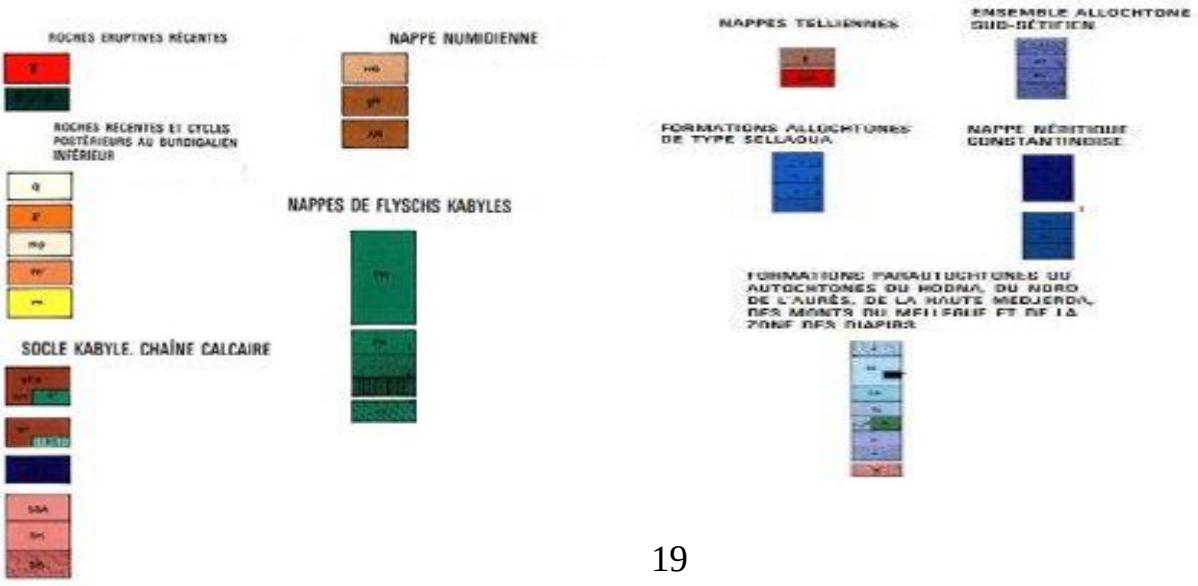


Figure. II.3 : Extrait de la carte géologique de la région de l'Algérie du nord d'après **(Durand Delga, et Fontboté ; 1990)**

➔ Légende de l'esquisse géologique



Notre secteur d'étude appartient, à ce compartiment supérieur, où se manifeste le flysch Numidien comme formation dominante dont l'âge est estimé Aquitanien élevé à Burdigalien basal.

Les points essentiels à souligner pour ce faciès sont :

- le Numidien apparaît sous forme de blocs et/ou ''Klippes'' tectono-sédimentaires superposées aux molasses Miocènes.
- Il représente des structures anté-glissement représentées par des plis Nord-Sud que tronquent les contacts de base des Klippes. Ces structures sont visibles au niveau de Djebel Mazghitane.

En ce qui concerne sa lithologie, le flysch Numidien est bien représenté au niveau de l'oued El Kantara. Il montre de bas en haut :

- 50 mètres d'argile aux teintes variantes : vertes, rouges, jaunes et grises, à intercalations calcaro-gréseuses à Gloconies (a).
- 10 à 20 mètres d'une alternance de péllites bleutées et de marnes à intercalations gréseuses décimétriques, soit en niveaux continus (a), soit lenticulaires (b) et à figures de bases (les flutes castes, figure de charge…).
- Un ensemble (150 à 160 mètres) gréseux en bancs épais (2 à 3m), à faciès Numidien composés essentiellement de teintes jaunes-blancs (rouille d'altération), à grains grossiers de quartz roulés.
- 10 à 15 mètres de bancs de calcaires gréseux associés à des marnes calcaires terminant cette succession.

II.5. 2. Condition hydrogéologique du site

L'étude hydrogéologique de la zone d'étude a pour but essentiel de localiser des zones aquifères et les circulations d'eau, afin de faciliter l'implantation du drainage et l'installation des piézomètres. Ces derniers sont d'une grande importance pour l'étude piézométrique qui complète l'étude hydrogéologique et qui servent à contrôler le bon fonctionnement des drains.

La figure. II.4 montre que la nappe est libre dans tous les endroits. D'après les résultats des essais de perméabilité de type Lugeons et Lefranc, les terrains où la perméabilité est nulle est situés à 25m de profondeur, à ce niveau nous remarquons l'absence des bancs de grés et les cristaux de gypse. Ces terrains correspondent aux marnes grises (mi-dure à dure) qui constituent le substratum.

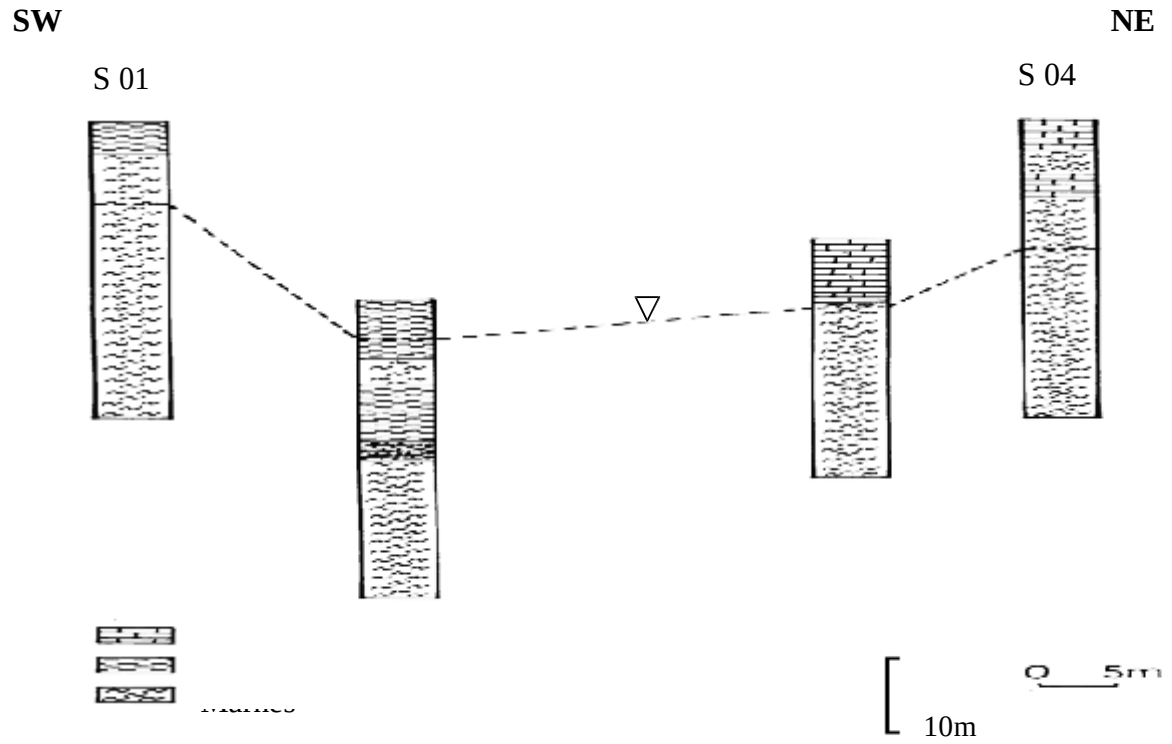


Figure. II.4 : Coupe lithologique par corrélation des sondages dans l'Oued El Kantara

II.5.3. Séismicité et fracturation

La séismicité et la fracturation « locales » de l'Est de ville de Jijel, dont fait partie notre site d'étude, ne sont que la suite logique des grands évènements tectoniques cassants qu'a connus la région. Ils s'inscrivent parfaitement dans le cadre tectonique propre au bassin méditerranéen.

II.6. Population

La population totale de ville de Jijel est estimée à 636 951 habitants avec une densité de 265.84 habitants / km^2 en 2008.

II.6.1. L'évolution démographique

Au cours des deux dernières décennies, le volume de population du centre ville de Jijel est passé de 636 951 habitants, dans le contexte d'une croissance soutenue de la population de la ville de Jijel, Liée à des excédents naturels et migratoires (natalité élevée et attractivité de la ville), le centre ville affiche un dépeuplement certain.

II.6.2. Occupation des zones inondables par de l'habitat

Du fait de la croissance démographique des villes de Jijel, des quartiers clandestins sous équipés se forment le long de l'Oued El Kantara sur des plaines dont l'altitude est Parfois inférieure à celle de l'Oued

Au niveau de la côte, un système de cordons dunaires sédiment logiques change de forme et de place suivant la force des vents, des marées, des houles, Une partie de ces cordons dunaires est urbanisée.

Ainsi, les dernières inondations décombre 2008 ont causés des dégâts matériels et humains considérables sur cette zone.

II.7. Ressources hydriques

II.7.1. Oueds

Le réseau hydrographique de la wilaya est très dense. Il est dominé par une direction principale Sud-nord et des affluents de directions différentes favorisant l'écoulement des lames d'eau précipitées qui se déversent généralement dans la mer.

Tableau. II.1 : Les principaux oueds de la wilaya de Jijel

Principaux oueds	**Communes traversées**	**Longueur (Km)**	**Apports annuels m^3**
Mencha	Kaous	123.2	40.5
Boukeraa	Taher	160	-
Nil	Chehna, Taher	224.1	75
Irgana	El ancer	243.4	-
Djen-djen	Texanna	204	125
Ziama	Ziama	524.4	-
Dar-el-oued	Ziama	56.3	-
Taza	Ziama	48	-
Kissir	Aouana	7	39
El Kantara	Jijel	6	12

Source : ANRH, Antenne de Jijel

II.7.2. Barrages

La wilaya de Jijel possède 3 barrages fonctionnels comme le montre le tableau ci-dessous. Ils sont utilisés pour l'Alimentation en Eau Potable, l'irrigation et aussi pour la production d'énergie électrique.

Tableau. II.2 : Principaux barrages de la wilaya

	Barrage	**Commune**	**Capacité (Hm^3)**	**Situation actuelle**
01	El Agrem	Kaous	35	Fonctionnel
02	Kissir	El Aouana	70	Fonctionnel
03	Erraguene	Erraguene	180	Fonctionnel
04	Boussiaba	El Milia	120	En cours
05	Tabellout	Texenna	294	En cours
06	Irdjana	El Ancer	70	Projeté

Source : ANRH, Antenne de Jijel

II.7.3. Eaux souterraines

Les études menées par Agence Nationale des Ressources Hydriques sur la région de Jijel permettent d'identifier un ensemble hydrogéologique sédimentaire.

Les principales nappes (nappes alluviales) sont associées aux dépôts gréso-argileux ainsi qu'aux alluvionnements des oueds représentés par des graviers et des limons sableux. La puissance de ces dépôts ne dépasse pas une centaine de mètres. Au NE le Quaternaire repose sur les argiles de l'Oligocène qui représentent le substratum de la nappe. Les nappes sont captées par puits, forages et des sources aménagées en fontaines.

II .8. Présentation du bassin versant d'Oued EL Kantara

II .8.1. Localisation de la zone d'étude

Oued El Kantara draine un petit bassin versant d'une superficie de 23.86 km². Le lit de cet oued est d'une longueur de 9km environ et une profondeur de 2 à 4 m. Il coule du Sud vers le Nord et qui rejoint la mer méditerranée. (La Figure de limitation du BV montre dans annexe I**).**

La zone d'étude se situe principalement entre les coordonnées Lambert

(770.225 - 775.75 km.) et méridiennes (386.325 - 394.275 km.) à l'est du centre ville de Jijel.

Les coordonnées du point d'exutoire du bassin versant sont déterminées à lambert de la carte topographique de Jijel 1/25 000(montre dans annexe I), avec les coordonnes suivant :

X : 774287 km ; Y : 394.275 km ; Z : 6 m

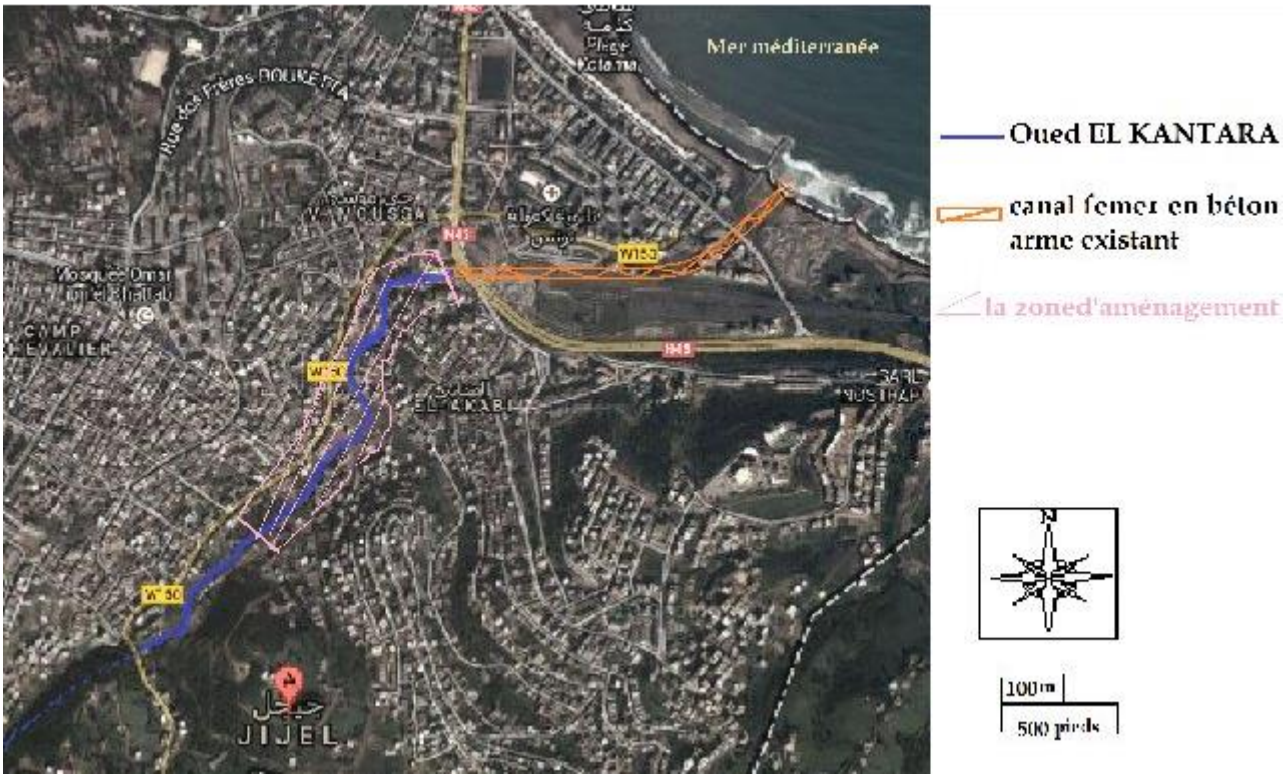


Figure. II.5 : Image satellitaire de la zone d'étude (Extrait du Google)

II.8.2. Topographie et hydrographie du bassin versant

La plaine alluviale de l'oued El Kantara fait partie des plaines côtières, elle présente une faible pente et une altitude moyenne de 145 m. Le point le plus élevé est de 559 m marqué à l'extrême Sud du bassin versant.

Le chevelu hydrographique caractérisant notre région d'étude est faible formé essentiellement par oued El Kantara qui est le cours principale du bassin versant et d'autres cours d'eaux secondaires mais d'une grande importance : oued El Kella, oued Kssara, oued Amouche et oued Mdini.

Les oueds prennent leurs naissances sur les points extrêmes du bassin versant et se jettent dans l'oued principal (El Kantara) qui déverse dans la mer méditerranéenne avec un sens d'écoulement du sud vers le nord méditerranéenne au Nord-Est de la ville de Jijel.

II.9. Données de base sur la zone d'étude

II.9.1. Stations de référence

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat. Compte tenu du manque d'une station climatologique dans la zone d'étude, on a eu recours aux observations faites à la station d'Achouat (W. Jijel).

Tableau. II.3 : Coordonnées de la station d'Achouat

	Coordonnées géographique		Altitude
Station d'Achouat (Jijel)	X(°)	Y(°)	Z(m)
	5. 46 E	36. 49 N	6

II.9.2. Données climatologiques

Ce caractère est important sur le climat algérien et sans aucun doute la variation de la répartition des précipitations et des températures, cette variation est fonction des influences méditerranéennes et sahariennes et des irrégularités topographiques, l'altitude et l'orientation des chaînes montagneuses de l'atlas tellien et saharien. Ces derniers jouent le rôle des barrières en face des vents désertiques du sud, cependant, l'influence des vents chargés d'humidité venant du nord subsiste.

En ce qui concerne notre zone d'étude qui fait partie du littoral Est algérienne, le climat est de type méditerranéen, Il est caractérisé par une période hivernale douce et humide, caractérisée par une pluviométrie élevée, suivie d'une période estivale chaude.

Pour les données climatologiques, on a eu recours aux données relevées à la station d'Achouat, qui sont convenables pour caractériser le climat de la région.

II.9.3. Données pluviométriques

Les observations à la station d'Achouat nous fournissent d'une part les totaux mensuels utiles pour la lame d'eau moyenne inter annuel et d'autre part les pluies maximales journalières annuelles très intéressantes pour l'étude des crues.

Le graphe ci-après montre la distribution mensuelle des précipitations à la station d'Achouat pour la période 1980 -2012.

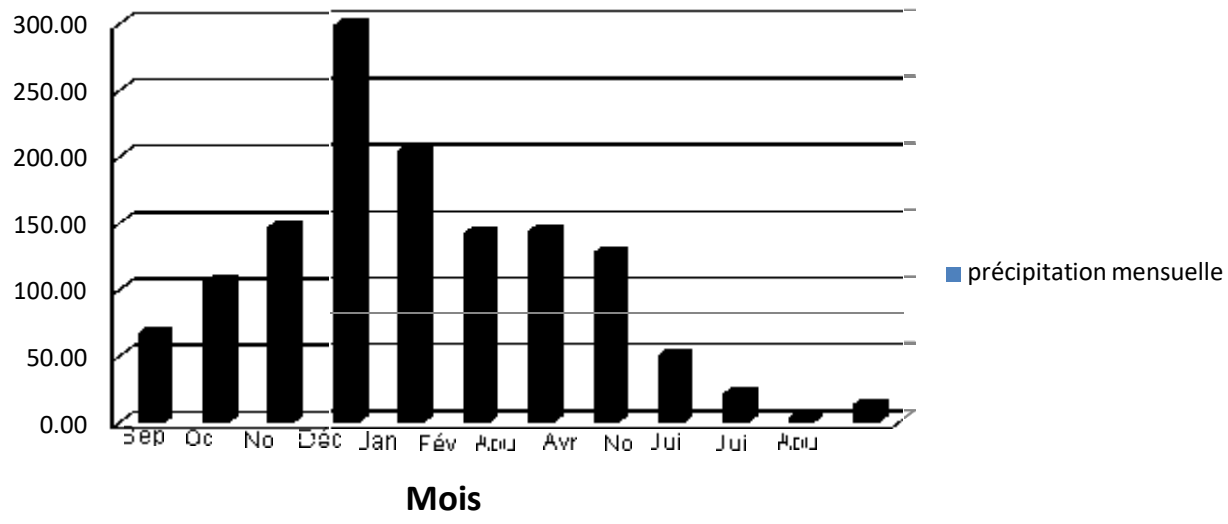


Figure. II.6 : Répartition **mensuelle des précipitations en (**mm) à la station d'Achouat Jijel (Période : 1980-2012)

II.9.4. Température de l'air

La t**e**mpérature de l'air est un paramètre important qui régit les déperditions d'eau qui s'opèrent par le phénomène de l'évapotranspiration.

L'étude des températures moyennes mensuelles et annuelles est primordiale, car c'est elles qui nous permettent d'évaluer le déficit d'écoulement des bassins versants.

Dans notre zone d'étude, la saison chaude s'étend de mai en octobre, mois pendant lesquels les Températures moyennes sont supérieures à la moyenne annuelle qui est de (17.63°C) avec un maximum en juillet ou août, qui atteigne la valeur de (31.56°C), Alors que la saison froide correspond à novembre-avril, avec un minimum en janvier (6.52°C). La diminution du Nord vers le Sud des températures pour les bassins versants.

L'amplitude thermique annuelle qui traduit la différence entre la température moyenne du mois le plus chaud et celle du mois le plus froid, est environ (22°C), ce qui confirme la continentalité marquée de ces bassins.

Dans le tableau suivant, les températures moyennes mensuelles prélevées à la station d'Achouat pour la période 1980-2012.

Tableau. II.4 : Températures moyennes mensuelles à station d'Achouat

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
T(°C) :1980-2012	22.45	20.09	15.50	12.55	11.52	11.44	13.27	14.51	17.91	21.87	24.36	25.90	17.6

Source ONM

Tableau. II.5 : Températures moyenne maximales et minimales à station d'Achouat

Mois		Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
1980-2012	Tmax (°C)	26.54	25.37	20.32	17.45	16.27	16.36	18.66	19.88	23.17	27.38	29.95	31.56
	Tmin (°C)	18.36	14.81	10.68	7.66	6.78	6.52	8.09	9.15	12.65	16.37	18.77	20.25

Source ONM

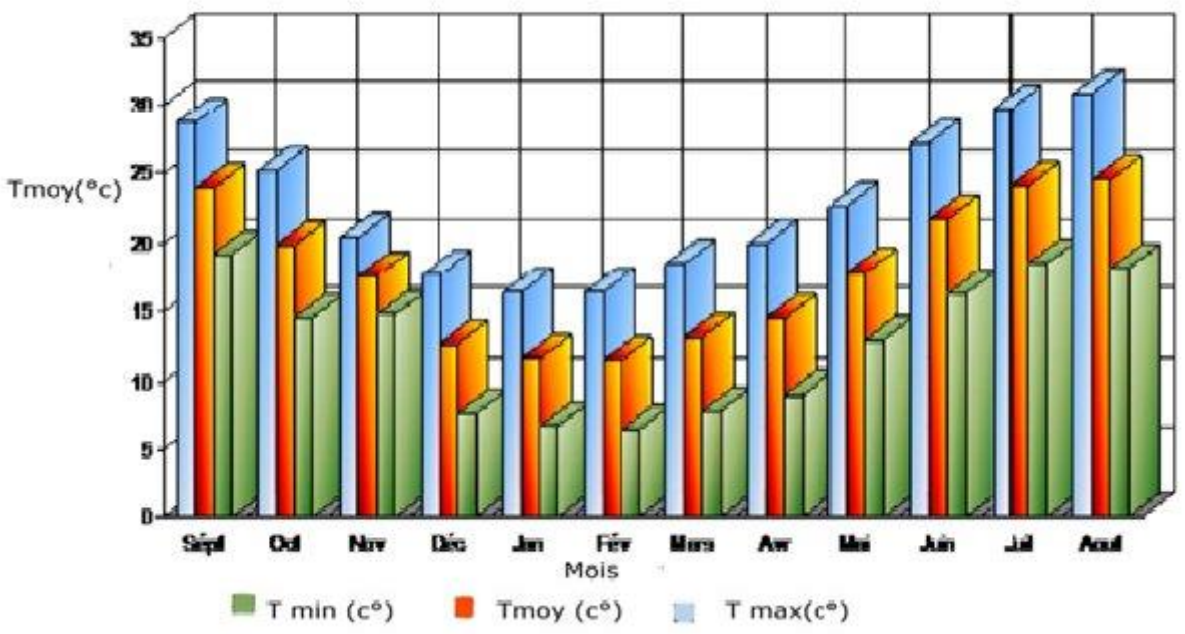


Figure. II.7 : Répartition des températures à la station d'Achouat

(Période : 1980-2012)

II .9.5. Humidité de l'air

C'est le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air humide et la pression de saturation à la même température. Elle est exprimée en pourcentage.

Les données recueillies entre 1980 et 2012, donnent un climat plus ou moins humide toute l'année, la moyenne de l'humidité relative atteint 78.50% au mois de mai et diminue à 74.20% au mois de juillet. La moyenne annuelle d'humidité est de 77%.

Tableau. II.6 : Humidités moyennes mensuelle à la station d'Achouat

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
Station Achouat (1980-2012)	77.23	75.32	75.85	76.23	76.58	77.41	76.52	77.41	78.50	76.61	74.20	75.00	76.40

Source ONM

II .9.6.Le vent

Les vents du Nord et du Nord-Ouest sont les plus dominants et se caractérisent par leur fraîcheur. Leurs forces atteignent le maximum durant la période hivernale.

Parfois et surtout en période d'été, on peut noter également des vents très secs et très chauds tels les siroccos.

Selon nos données, les vitesses moyennes mensuelles sont de 2.10 m/s environ, sans grandes variations d'un mois à l'autre.

Tableau. II.7 : Vitesse moyenne du vent à la station d'Achouat (Période : 1980-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	**Moy**
V (m /s)	**2.04**	**1.98**	**2.16**	**2.49**	**2.24**	**2.23**	**2.21**	**2.15**	**1.85**	**1.80**	**2.01**	**2.08**	**2.10**

Source ONM

II .9.7. Insolation

L'insolation moyenne a été mesurée pour une période de 8 ans (2004-2012). C'est environ 320 heures d'insolation. La valeur maximale est enregistrée au mois de Juillet avec environ 140 heures d'insolation alors que la valeur minimale est enregistrée au moi de Novembre avec environ 137 heures.

Tableau. II.8 : Insolation moyenne mensuelle à la station d'Achouat (Période : 2004-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	**Total**
L'insolation moyenne (heures)	246.1	210.37	137.25	141.62	159.37	184	226.75	246.75	250.87	282.25	320	304.75	**2710**

Source ONM

II .9.8.Grêle

Bien qu'elle soit liée aux orages, les chutes de grêle sont également corrélées à la température des couches basses de l'atmosphère.

Le grêle ayant le temps de fondre avant de rejoindre le sol il s'en suit que les épisodes les plus nombreuses apparaissent en hiver.

Tableau. II.9 : Moyennes mensuelles des chutes de la grêle

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	**Total**
Moyenne de Grêle	2.4	2.4	1.4	0.8	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.5	1.9	**9.8**

Source ONM

II .9.9. Neige

Elle presque absente sur la bande littorale, elle est en moyenne prés d'une journée par an.

II .10.1. Données hydrométriques

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par la base des formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie.

II .10.2. Données apport solide en suspension

Vu l'absence de données sur les apports solides, le transport solides en suspension particulièrement, la formule empiriques (formules de TIXERONT et FOURNIER) est utilisée pour la détermination du taux de dégradation spécifique.

Conclusion

A travers les caractéristiques morphométriques et structuraux, nous avons voulu dégager les déférents éléments du relief et climat en relation directe avec l'écoulement et la genèse des crues.

Les formations prédominantes dans les bassins versant de notre étude, sont celles du quaternaire dans les grandes plaines et vers les oueds sont bien développés.

Les terrains imperméables et semi-perméables sont majoritaires dans les bassins à cette faible perméabilité vient s'ajouter les conditions morphologiques favorables au ruissellement.

Les caractéristiques climatiques de bassin versant de Oued El Kantara sont étroitement liées à sa position géographique et son relief ; on relève de fortes variabilités spatiales et surtout temporelles des précipitations sous forme d'averses, des températures et l'influence élevée de l'évapotranspiration. La combinaison de ces conditions physico-géographiques et climatiques est déterminante dans le comportement hydrologique des diverses unités des bassins.

La lecture des données climatiques, géologique et hydrographique, nous venons de la décrire et fait ressortir que la ville de Jijel est sujette au déversement des eaux pluviales en cas de crues et en périodes pluvieuses.

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydraulique révèle une importance considérable, l'objectif de cette étude est d'établir les éléments hydrologiques nécessaires à l'établissement du projet d'aménagement, c'est-à-dire l'étude des apports, l'étude des crues rares, visant à bien choisir la variante de l'oued et à définir le dimensionnement optimal d'un ouvrage d'aménagement.

La sécurité et la bonne exploitation de notre ouvrage hydraulique est étroitement lié aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues.

Dans ce cadre, nous précédons ci-après à une étude hydrologique du bassin versant d'Oued El Kantara qui consistera particulièrement au :

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

L'absence de mesures directe des débits sur le bassin versant conduit à déterminer les paramètres hydrologiques au site du l'oued par des méthodes indirectes de transposition à partir d'un bassin voisin.

III.1. Caractéristiques morphologiques du basin versant

III.1.1. Paramètres géométriques

III.1.1.1 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Les principales caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant sont les suivantes :

- **Superficie du basin versant**

La surface du bassin versant est obtenue par planimétrage :

$$\mathbf{S = 23.86\ Km^2}$$

- **Périmètre du bassin versant**

Le périmètre stylisé est de l'ordre de :

$$\mathbf{P = 23.2\ Km}$$

- **Indice de compacité de Gravellius**

L'estimation de ce paramètre permet de tirer la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

$$KC = \frac{P}{2\sqrt{S}}$$

Où :

p : périmètre du bassin versant en Km.

S : Surface du bassin versant en Km^2.

Si : KC = 1 ; le bassin versant est ramassé.

KC > 1 ; le basin est allongé.

AN : **KC=1.34**

➔ KC >1,128 ; on pourra dire que notre bassin est de forme ***allongé.***

III.1.1.2. Rectangle équivalent

Cette notion traduit une transformation géométrique dont laquelle on assimile le bassin versant a un rectangle équivalent ayant le même périmètre et la même superficie. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement.

On utilisant le coefficient de compacité, M. Roche a établi des relations donnant la longueur et la largeur d'un rectangle équivalent représentatif du bassin versant :

L et l : les côtés du rectangle équivalent (respectivement longueur et largeur).

On a les relations suivantes :

$$L, l = \frac{KC\sqrt{S}}{1{,}12}\left[1 \pm \sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{KC}\right)^2}\right]$$

Avec :

KC : Coefficient de compacité ;

S : superficie du bassin versant en Km^2.

Donc : L =9.05 Km ; l=2.64 Km

III.1.1.3. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S}$$

D'où :

L : la longueur du talweg principal : L = 9.05 Km

S : la superficie du bassin versant : S = 23.86 Km^2

AN : **Ca=3.43**

III.2. Paramètres du relief

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes

III.2.1. Hypsométrie du bassin versant

Pour caractériser le relief de la zone d'étude, nous avons par planimétrage de la carte topographique 1/25 000 calculé la répartition de la surface du bassin versant par tranche d'altitude. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau. III.1 : Hypsométrie du bassin versant

(La répartition des surfaces en fonction des côtes)

Cote (m.NGA)	Si (km2)	Sp (%)	Smax(%)	Smax (km^2)	Hi	Hi*Si	(Hi*Si) max
6	0	0	100.000	23.86	0	0	3452.07
50	2.72	11.399	88.601	21.141	28	76.16	3375.91
100	7.39	30.971	57.630	13.751	75	554.25	2821.66
150	5.41	22.673	34.957	8.341	125	676.25	2145.41
200	2.22	9.304	25.653	6.121	175	388.5	1756.91
250	3.06	12.824	12.828	3.061	225	688.5	1068.41
300	0.75	3.143	9.685	2.311	275	206.25	862.16
350	1.28	5.364	4.321	1.031	325	416.00	446.16
400	0.16	0.671	3.650	0.871	375	60.00	386.16
450	0.67	2.808	0.842	0.201	425	284.755	101.41
500	0.087	0.365	0.478	0.114	475	41.33	60.09
550	0.106	0.444	0.034	0.008	525	55.65	4.44
559	0.008	0.034	0.000	0.000	554.5	4.44	0.00

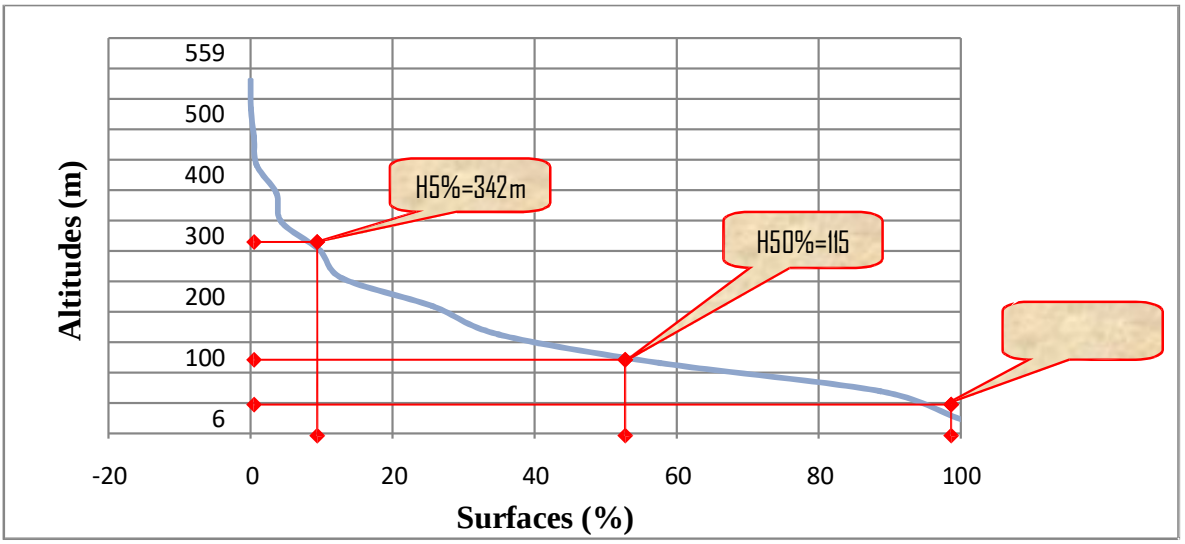


Figure. III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued El Kantara

III.2.2. Altitudes caractéristiques du bassin versant

III.2.2.1. Altitude moyenne du bassin versant

Celle-ci est donnée par deux procédés :

a-Méthode graphique

H_{moy} : déduite graphiquement de la courbe hypsométrique

H_{moy} = 115m. NGA

b-Méthode analytique

L'altitude moyenne est calculée à la base de la formule Suivante:

$$Hmoy = \frac{\sum hi.Si}{S}$$

Avec :

hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau en m.

Si: Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau en Km^2.

S : Surface totale du Bassin Versant en Km^2.

AN : **H_{moy} =144.67 m. NGA**

III.2.2.2. D'autres altitudes caractéristiques [3]

D'après la courbe hypsométrique

- **Altitude H (5%) :** H (5%) =342 m. NGA.
- **Altitude H (50%) :** H (50%) = 115m. NGA.
- **Altitude H (95%) :** H (95%) = 30 m. NGA.

III .2.3. Longueur du thalweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que **: Lp = 9.7 Km**

III .2.4. Les Indices

- **Indice de Pente Globale (Ig)**

Le relief joue un rôle capital dans la plus ou moins grande aptitude au ruissellement des terrains. Son appréciation peut être faite à l'aide de l'indice de pente globale Ig qui est calculé comme suit:

$$Ig = \frac{D}{L}$$

Où :

D: Dénivelée simple.

L: Longueur du rectangle équivalent.

D = H5% - H95%

AN : **D = 312 ; Ig = 34.47**

- **Dénivelée Spécifique (Dsp)**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout basin quelle que soit sa surface.

$$Dsp = Ig \sqrt{S}$$

AN : **DS = 112.3 m/km**

Alors : 100 m < Dsp < 250m, le bassin versant a un ***relief assez fort.***

III.2. 5. Temps de concentration

Il est défini comme la durée maximum nécessaire pour une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Le temps de concentration est estimer à l'aide des formules le plus souvent empiriques et pour calculer nous avons utilisé :

- **Formule de GIANDOTTI**

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire.

La formule de Giandotti (sud Italie 1937) nous donne :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5\,L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

Lp : longueur du talweg principale en Km.

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

H_{min} : Altitude minimale du B.V (m).

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

AN : **Tc =4.63 heures**

- **Formule de W.Briss**

$$T_c = \frac{0.96\,Lp^{1.2}}{(H_{max} - H_{min})^{0.2}\,S^{0.1}}$$

D'où :

Tc : Temps de concentration (heures).

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

L : Longueur du talweg principal (km).

Hmoy : Altitude moyenne du B.V (m).

Hmin : Altitude minimale du B.V (m).

AN : **Tc =4.39heures**

Remarque

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin

III .2. 6. Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c^2} \text{ (Km/h).}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

Tc : temps de concentration en [heure].

AN : **V_R=2.72 Km/h**

Tableau III.2: Récapitulatif des caractéristiques Hydromorphométriques du bassin versant

N°	Caractéristiques	Symboles	Unités	Valeurs
1	Coordonnées du point d'exutoire	X	Km	774.287
		Y	Km	394.275
		Z	m.NGA	6
2	Superficie du bassin	S	Km2	23.86
3	Altitudes caractéristiques	Hmin	m.NGA	6
		Hmoy	m.NGA	144.67
		Hmax	m.NGA	559
		H50%	m.NGA	115
4	Longueur du talweg principal	Lp	Km	9.7
5	Périmètre	P	Km	23.2
6	Longueur du rectangle équivalent	L	Km	9.05
7	Largeur du rectangle équivalent	l	Km	2.64
8	Coefficient d'allongement	Ca	/	3.43
9	Indice de compacité	C	/	1.34
10	Temps de concentration	Tc	heures	4.62
11	Indice de pente global	Ig	/	34.47
12	Classe de relief	R	/	Assez fort
13	Dénivelé spécifique	Dsp	m/km	168.39
14	Vitesse moyenne ruissellement	V_R	Km/h	2.72

III .3. Synthèse climatique

L'établissement d'un bilan hydrique nécessaire pour estimer le taux de recharge d'un Système hydraulique passe impérativement par la connaissance des facteurs climatiques tels que la pluie, l'évapotranspiration, l'écoulement et l'infiltration.

Les données climatiques traitant du climat à Jijel sont tirées principalement des travaux et des annuaires établis soit par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques ou par l'Office National de la Météorologie.

La plus grande partie des données hydroclimatiques disponibles, en nombre et suivant une chronique assez étalée sur le temps, a été enregistrée à la station d'Achouat (W. Jijel)

III .3.1. Relation Température - Précipitation

III .3.1.1. Diagramme ombrothermique de Gaussen et Bagnouls

Ce Diagramme permet de délimiter les périodes sèches et humides. On porte sur une échelle arithmétique les précipitations et les températures mensuelles

Cette analyse permet donc de ressortir la période sèche qui est d'après la définition de Gaussen et Bagnouls est une période pendant laquelle les précipitations totales du mois sont inférieures ou égales au double de la température du même mois

La détermination de cette période permet de connaître la période déficitaire en eau, Lorsque la courbe des précipitations passe au-dessus de celle des températures, la période correspondante est excédentaire. Par contre, si la courbe des températures passe au-dessus de celle des précipitations, la période correspondante serra déficitaire

Les deux diagrammes montrent que la saison sèche d'étale du mois de Juin et s'achève jusqu'au début du mois de Septembre avec trois mois vraiment déficitaires Juin, Juillet et Août ($Pmm \leq 2T°c$) ; (Figures: **III.2**)

Tableau.III.3 : Montre la précipitation et la température moyenne à la station d'Achouat (Période : 1980-2012)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Pmoy(mm)	211.34	146.42	148.58	131.66	52.36	22.21	3.59	13.98	69.96	109.52	152.30	240.50
T(°C)	11.52	11.44	13.27	14.51	17.91	21.87	24.36	25.90	22.45	20.09	15.50	12.55

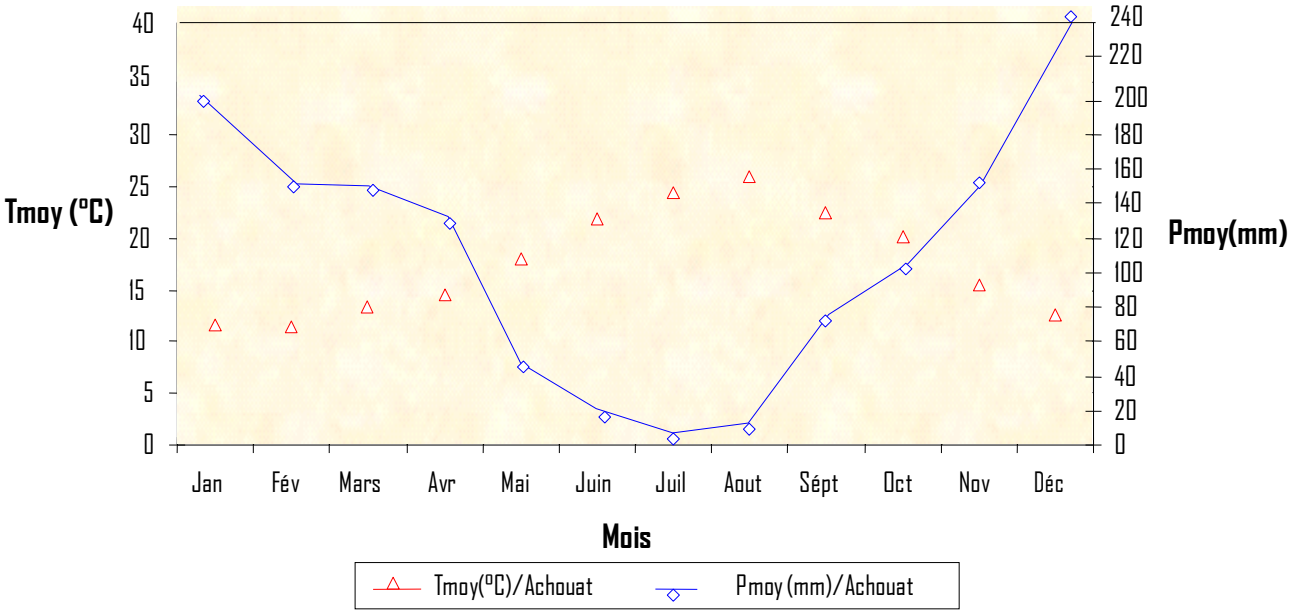


Figure. III.2 : Diagramme ombrothermique de Gaussen et Bagnouls

- ✓ La saison sèche d'étale du mois de juin et s'achéve jusqu'au début du mois de septembre avec trois mois vraiment déficitaires juin, juillet et aout

III.3.1.2. Humidité du sol (méthode d'Euverte)

Le rapport P/T établi mensuellement permet de connaître l'évolution de l'humidité du sol, il permet de définir quatre types de régimes climatiques

- P/T<1 : Régime très sec
- 1<P/T<2 : Régime sec
- 2<P/T<3 : Régime sub-humide
- P/T>3 : Régime humide

Tableau. III.4 : Calcul du rapport (P/T) selon méthode **d'Euverte**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Pmoy(mm)	204.94	141.98	144.08	127.67	50.77	21.54	3.48	13.55	67.84	106.20	147.68	298.18
T(°C)	11.52	11.44	13.27	14.51	17.91	21.87	24.36	25.90	22.45	20.09	15.50	12.55
P/T	17.79	12.41	10.86	8.80	2.83	0.98	0.14	0.52	3.02	5.29	9.53	23.76

Nous constatons d'après les résultats donnés par le tableau III.4 que :

- ✓ Les mois de Juin, Juillet et Août correspondant à un régime très sec.
- ✓ Les deux mois de Mai et Juin indiquent un régime sec.
- ✓ Le régime est humide durant Octobre jusqu'au Avril.

III .3.1.3. Climat-gramme de Louis Emberger

Pour bien étudier le climat, on a utilisé également le climat de L. Emberger avec la relation suivante : $$Q_2=2000.P/ M^2-m^2$$

Avec :

Q_2 : Quotient pluviométrique d'Emberger.

M : température Moyenne des maximal du mois le plus chaud.

m: température moyenne des minimal du mois le plus froid.

P : Précipitation moyenne annuelle en mm.

Tableau. III.5 : Paramètres de la formule de L. Emberger

Paramètres	Station Jijel (Achouat)
P(mm)	**1327.91**
M(°K)	30.89+273.15=**304.04**
m(°K)	6.54+273.15=**279.69**
Y=Q2	**186.85**
X=Tmin(°C)	**6.54**

- Sur le climagramme d'Emberger en porte :
- En abscisse : la moyenne des minima de la saison froide.
- En ordonnée : quotient pluviométrique d'Emberger obtenue.

✓ Les points obtenus sur le climagramme caractérisent un climat Sub humide (Fig. III.3).

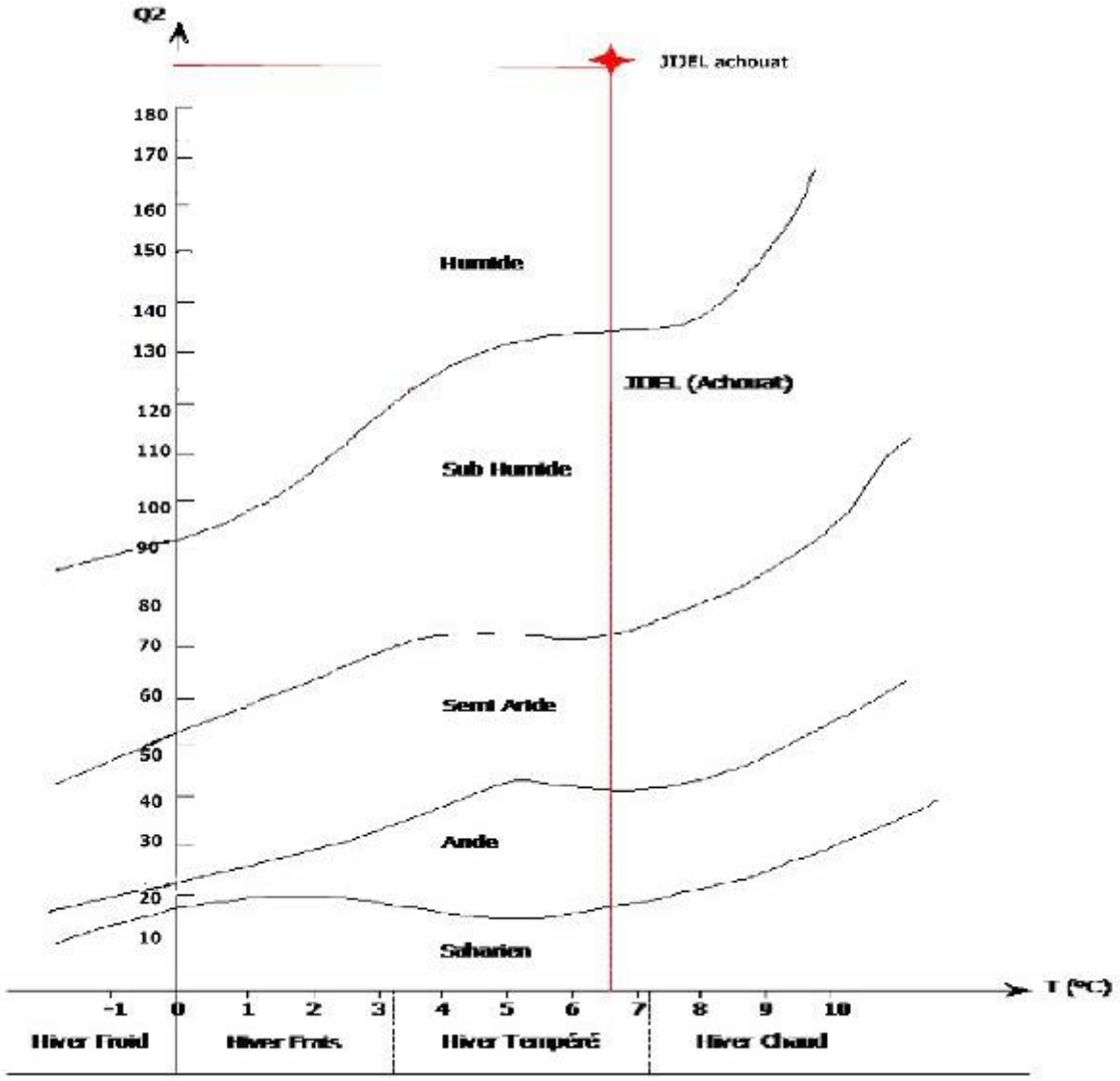


Figure. III.3 : Climagramme d'Emberger

III.3.2. La pluviométrie

III.3.2.1.Station et données disponibles

La station pluviométrique la plus proche du bassin est la station de Jijel (Achouat, code : 03-03-01) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

- ✓ Les années d'observation ont été traitées en tenant compte de la série (1980-2012) et Qui nous donne une la lame d'eau moyenne annuel : P =1327.91mm.
- ✓ Selon la carte des Isohyètes des précipitations (ANRH, 2010) la lame d'eau moyenne des pluies se situe autour de 1350 mm.

III.3.2.2. Pluies maximales journalières

On dispose des pluies maximales de 24 heures, ces données disponibles son récapitulées dans le tableau donné par l'annexe II**.**

D'une part la pluviométrie mesurée au poste pour la station d'Achouat était égale à la pluviométrie déduite de la carte des isohyètes, et d'autre part que cette pluviométrie était bien représentative de la valeur à long terme, la pluviométrie moyenne sur le bassin versant d'oued El Kantara peut donc être valablement estimée à partir de la carte des isohyètes. L'examen de cette carte conduit à une valeur moyenne représentative de l'ensemble du bassin versant comprise entre 1200 et 1400 mm.

Par ailleurs, nous disposons de la carte pluviométrique établie par **l'ANRH** (2010**)** à laquelle nous y avons souvent recours, à l'annexe II**.**

III .3.2.3. Pluies maximales journalières

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

- **Vérification de l'homogénéité de la série**

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à L'ajustement

Qu'est ce que l'homogénéisation des données?

Pour répendre à cette question qui n'est pas aussi simple que l'on croit, il faut saisir et mesure l'importance des dégàts que l'on peut avoir suite à une information fausse appliqée par ingénieur pour dimensionné un ouvrage hydrotechnique.

L'homogeneisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de decisión consecuente. Elle consiste :

- ✓ La détection des anomalie dans les serie hydrologique et la chercher la cause,
- ✓ La corection de ces anomalie par des méthode appropriées,
- ✓ L'extension des serie hydrologique courtes à partir de serie de base homogénes.

Pour notre serie on utilise le test de la **médiane.** Ce test permet de vérifier si la serie de données est homogène ou non.

1. Classer la série par ordre croissant,
2. La médiane ***M*** est une constate de tele sorte que 50% des x_i lui soient inferieur et 50% des x_i lui soient superieur,
3. Remplacer la serie non classées par une suite de signe :

(+) pour les $x_i > \boldsymbol{M}$

(–) pour les $x_i < \boldsymbol{M}$

4. Calculons les quantités N_S et T_S avec :

N_s: nombre total de serie (+) ou (–)

T_s: nombre de la plus grande serié de (+) ou (–) seccéssive

(N_s suit aproximativamente une loi normal de mayenne $\frac{\square \circ \square}{\square}$ et de variance $\frac{\square}{\square}(\square - \square)$ et T_s suite une binomiale).

Ce + a permis d'établir que pour un seuil de signification comprise entre 91% et 95%, les condition du test son les suivantes :

$$\square_{\square} > \frac{\square}{\square}(\square + \square - \square_{\square\square} \sqrt{\square + \square})$$

$$_{\square}\square < 3.3(\square\square\square_{\square\square}\square + \square)$$

Tableau. III.7: Calcule du test de la médiane

années	Valeurs du départ	Valeurs classées	Ordre du classement
1980	90.6-	50.6	1
1981	138.6+	54.2	2
1982	57.2-	55	3
1983	50.6-	57.2	4
1984	128.4+	64.5	5
1985	98.4+	65.2	6
1986	74.5-	74	7
1987	138.6+	74.5	8
1988	156.4+	75	9
1989	75.9-	75.5	10
1990	93.4+	75.9	11
1991	55-	82.2	12
1992	74-	88.5	13
1993	75-	90	14
1994	128+	90.6	15
1995	126.2+	92.5	16
1996	82.2-	93	17
1997	92.5-	93.4	18
1998	95.3+	95	19
1999	93-	95.3	20
2000	96.4+	96.4	21
2001	163.5+	98.4	22
2002	120.3+	107	23
2003	90-	120.2	24
2004	88.5-	120.3	25

Suite du Tableau III.7: Calcule du test de la médiane

années	Valeurs du départ	Valeurs classées	Ordre du classement
2005	54.2-	126.2	26
2006	128.6+	128	27
2007	120.2+	128.4	28
2008	166.5+	128.6	29
2009	64.5-	138.6	30
2010	75.5-	156.4	31
2011	107+	163.5	32
2012	95+	166.5	33

Donc : $\square_{\square} > \frac{\square}{\square}\left(\square\square + \square - \square.\square\square \times \sqrt{\square\square} + \square\right)$ ➔ **N =17 > 11.286**

$\square\square < 3.3 * \square\square\square_{\square\square}(\square + \square)$ ➔ **T_S=3 < 5.053**

- ✓ Alors la de la serie pluviometrique homogène

III.3.2.4. Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN.

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes:

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau. III.8 : Caractéristiques de la série (avec N=33ans)

Caractéristiques	***Formules***	***Valeurs***
La somme des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=33} Xi$	3294
la moyenne des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} Xi}{n}$	99.81
L'écart type « $б_x$ » (Pour n > 30 ans)	$\sigma_X = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{33} (X_i - 51)^2}{33}}\right]$	31.7
Coefficient de variation « Cv »	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0.318
L'exposant climatique	b = 0.46 (Donné par l'ARNH de Jijel)	

III .3.2.5. Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement choisies sont :

- Loi de GALTON.
- Loi de GUMBEL.

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

III .3.2.6. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $\mathbf{y} = a\,(x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de GUMBEL.

y : variable réduite de GUMBEL.

x : précipitation maximale journalière (mm).

$\mathbf{x_0}$: ordonnée à l'origine en (mm).

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

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1. 2.3……n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de *HAZEN*.

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

Avec : m *:* rang de précipitation.

n *:* nombre d'observations (n=33).

- Calculer la variable réduite de *GUMBEL* donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « *a* » et « x_0 ».
- Représenter graphiquement les couples *(xi. yi)* sur un papier GUMBEL.

Paramètre :

α =26.873

μ = 84.636

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

Tableau. III.9 : résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	208	19.2	171-246
50	0.98	189	16.7	157-222
20	0.95	164	13.4	138-191
10	0.9	145	10.9	124-167

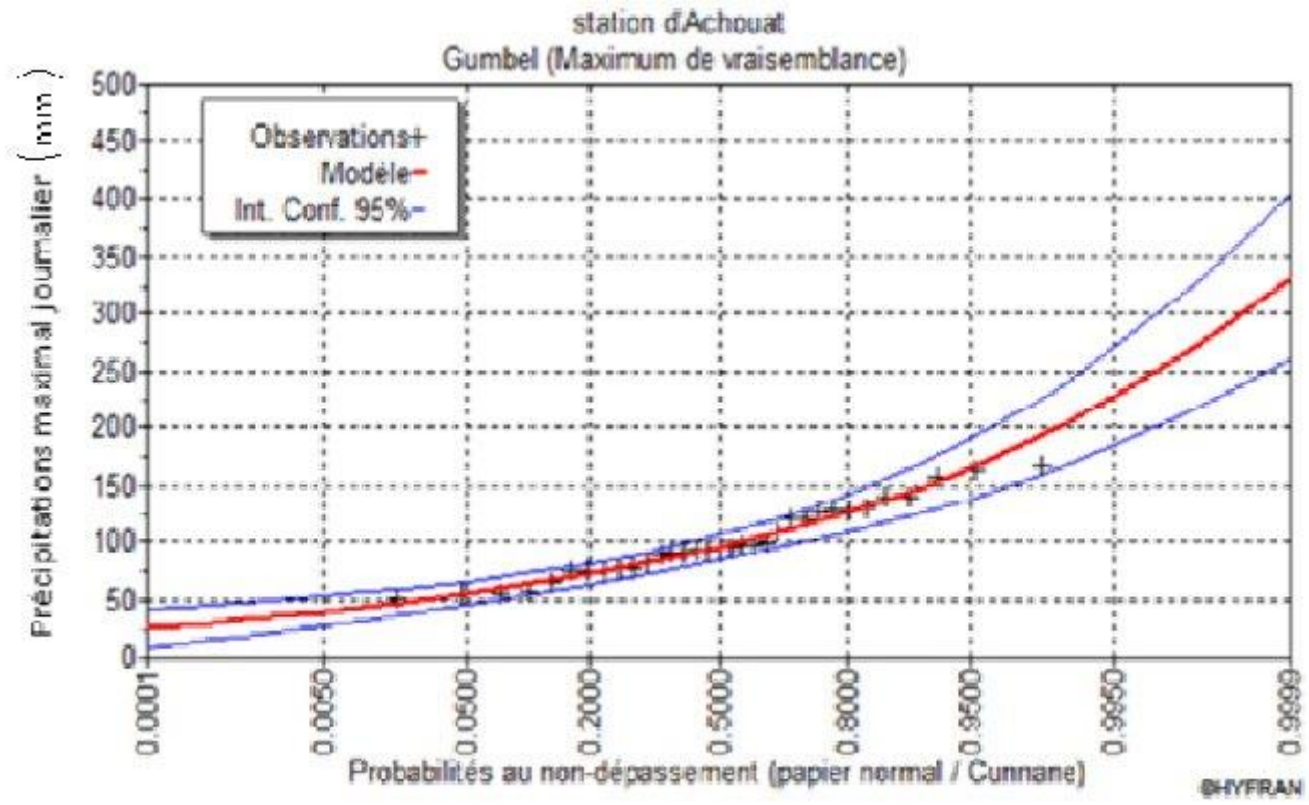


Figure. III.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

III .3.2.7. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seul, la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\,\Pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2}\, du$$

Où : $u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de *GAUSS*)

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

$$Log\ x(p\ \%) = Logx + \acute{o}.Log\ u(p\ \%)$$

$$LogX = \frac{\sum_{i=1}^{36} LogXi}{N}$$

Nombre d'observations : 33

Paramètre :

δ =0.323706

μ = 4.55357

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

Tableau. III.10 : résultat de l'ajustement à la loi GALTON ou loi log normale

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	202	22.1	158-245
50	0.98	185	18.5	148-221
20	0.95	162	14.1	134-189
10	0.9	144	11	122-165

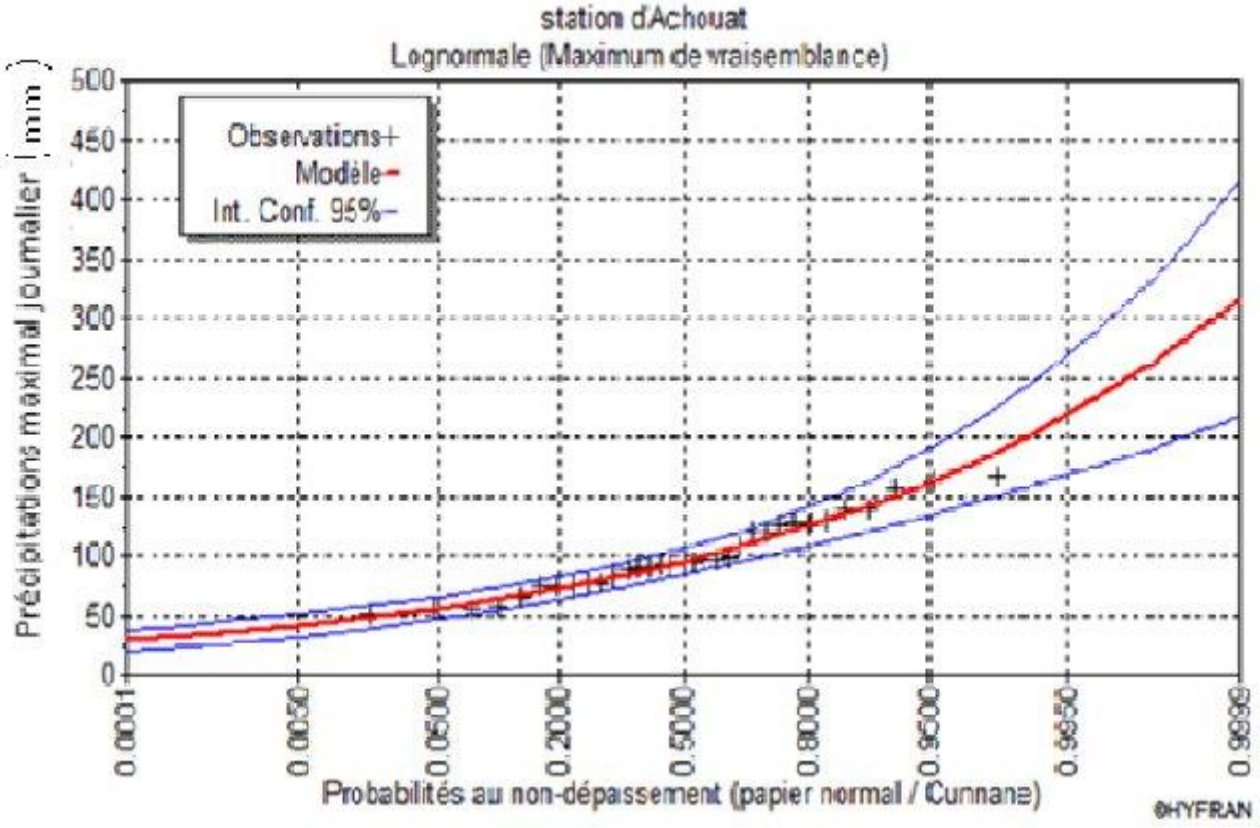


Figure. III.5 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GALTON

Conclusion

D'après les deux schémas on choisir la pluie maximale journalière suit la loi log normale, car elle donné le meilleur ajustement et elle est très utile pour le climat méditerrané en plus tous les points du graphique d'ajustement sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY. Ainsi que le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par le logiciel« HYFRAN » a montré aussi que la loi de GALTON est significative.

Tableau. III.11 : Résultat de l'ajustement à la loi GALTON

Fréquence (%)	1	0.5	0.2	0,1
Hauteur de précipitation (mm)	144	162	185	202

III.3.3. Evaporation

Le bilan d'eau d'une région consiste à évaluer la répartition entre les différentes Composantes du bilan hydrique : l'écoulement, l'infiltration et l'évaporation.

L'évaporation est définie comme étant la restitution de l'eau sous forme de vapeur de la surface terrestre à l'atmosphère. Cette notion englobe, aussi bien, la lame d'eau évaporée à partir du substratum terrestre que celle transpirée par les plantes.

Les données disponibles pour les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle mesurées sont portées dans le tableau suivant :

Tableau. III.12 : Evaporation moyenne mensuelle à la station d'Achouat (Période 1980-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
ETP_{Moy} (mm)	95.21	78.21	59.57	54.64	54.21	50.86	61.86	65.00	65.21	87.86	107.93	113.73	894.3
ETP_{Moy} (%)	10.65	8.75	6.66	6.11	6.06	5.69	6.92	7.27	7.29	9.82	12.07	12.72	100

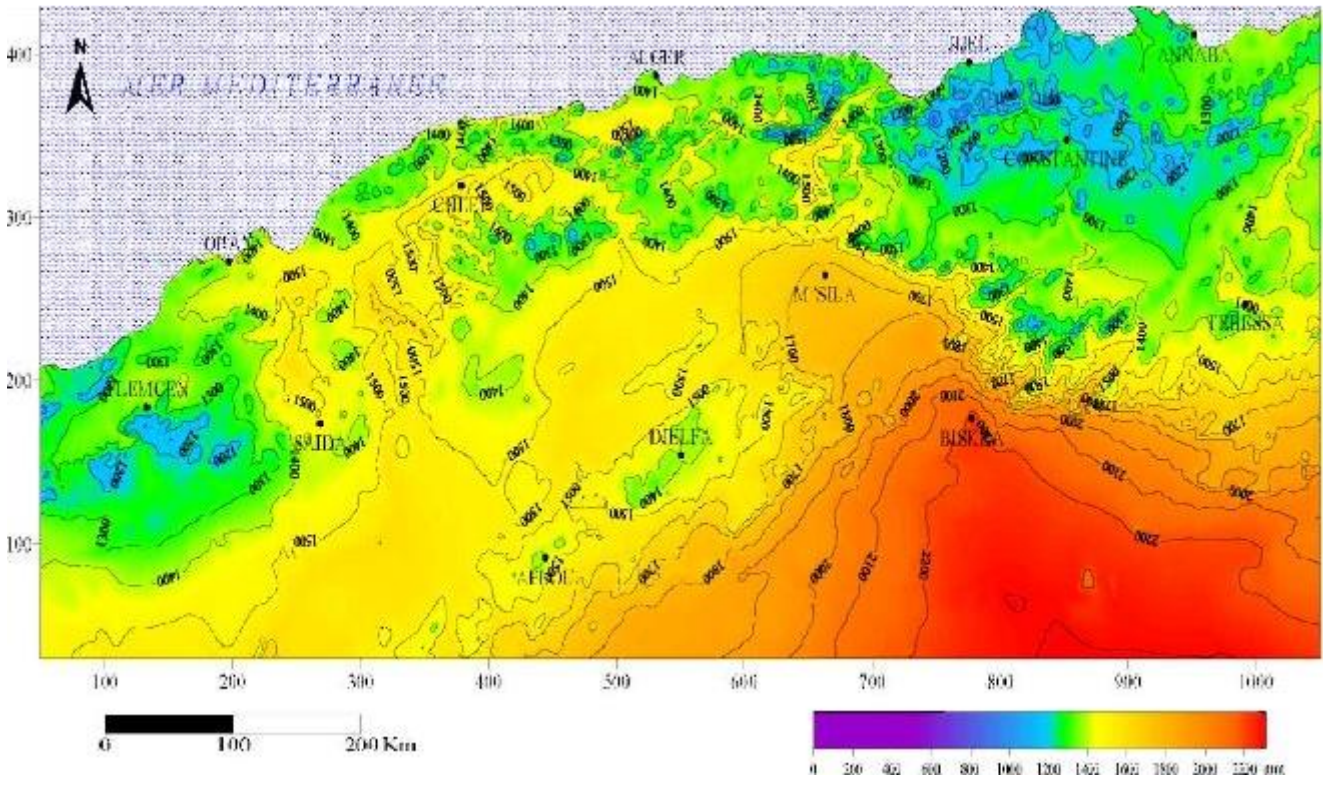


Figure. III.6 : Carte Evaporations potentielles moyennes annuelles de l'Algérie (ANRH 2010)

III .3.4. Etude du déficit d'écoulement

Le déficit d'écoulement représente très sensiblement le montant de l'évaporation totale du bassin, il intègre dans l'ensemble du bassin versant les évaporations physiques et physiologiques elles même influencée par les caractéristiques topographiques géologiques et la couverture végétale.

L'estimation peut se faire par de deux formules :

- **La formule de Turc**

$$D = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{p}{l}\right)^2}}$$

Avec :

D : Déficit d'écoulement en mm.

P : précipitation moyenne annuelle en mm.

L : lame d'eau précipitée en mm.

$$L=300+25T+0.05T^3$$

T : Température moyenne annuelle en °c. 1013.60

Tableau III.13 : Paramètres de la formule de TURC

Paramètres	Station Jijel (Achouat)
P (mm)	**1327.92**
T (°C)	**17.63**
L (°C)	**1013.6**
D (mm)	**750.1**

- ✓ La formule de Turc donne : **ETR = 750.1 mm** ; soit **56.48%** des précipitations.

- **La formule de Coutagne**

Le Déficit d'écoulement exprimé en mètre déduit de la pluie annuelle et de la température (°c) par la formule :

$$\mathbf{D=p-\lambda p^2}$$

$$\mathbf{\lambda=1/(0.8+0.14T)}$$

Cette formule n'est valable que pour P comprise entre **1/ 8λ** et **1/ 2λ**

Dans notre cas : **P = 1.369 m.**

1/8 λ <P < 1/2 λ soit : (0.408< P <1.634)

Soit :

P : Précipitation moyenne annuelle en m.

T : Température moyenne annuelle en °c.

Nous constatons que la valeur des précipitations est comprise dans l'intervalle considéré.

Nous pouvons donc appliquer la formule précédente :

Tableau III.14 : les paramètres de La formule de Coutagne

Paramètres	Station Jijel (Achouat)
P (mm)	**1327.92**
T (°C)	**17.63**
λ	**0.306**
D (mm)	**0.795**

- ✓ La formule de Coutagne donne : **ETR = 795 mm**, soit **59.12%** des précipitations
- ✓ les deux formules Turc et Coutagne donnent des valeurs de Déficit d'écoulement qui se rapprochent avec une différence de **6%** environ

III .4. Etudes des apports

III .4.1. Etude des apports solides

III. 4.1.1. Présentation

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de l'oued EL KANTARA en cas d'un manque d'entretien.

Les apports solides sont importants en Algérie et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année. De plus, l'érosion est intensive.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la nature géologique et de la résistance à l'érosion de sol, cette dernière est liée d'une part à la couverture végétale et d'autre part au régime des pluies et des amplitudes thermiques. Les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- En suspension.
- Par charriage.

III .4.1.2. Estimation des apports solides en suspension

L'apport moyen annuel est estimé par les méthodes empiriques qui donnent des résultats proches qui nous peuvent observés.

Plusieurs formules empiriques couramment utilisées en Algérie sont donc proposées des formules qui donnent la lame d'eau ruisselée exprimée en mm, sont en règle générale en fonction de la pluviométrie moyenne annuelle et de la superficie du bassin versant.

L'estimation des apports solides a été déterminée par trois méthodes :

- **la première méthode Fournier**

Des études faites sur 96 bassins de différents climats ont conduit l'auteur à établir des relations entre l'érosion du sol par l'eau, et un coefficient climatique :

$$\left(\frac{P_{mens,\max}^{\ 2}}{P_{an}}\right)$$

Où :

$P_{mens, max}$: Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (*mm*).

P_{an} : précipitation moyenne annuelle (*mm*).

T_s : taux d'abrasion en **t / km²/an.**

- ✓ Selon le diagramme ombrothermique de Gaussen et Bagnouls qui nous permet de délimiter les périodes sèches et humides et d'après ce dernier, la période la plus sèche et entre le mois de mai et le mois d'octobre. Ce diagramme donne une valeur de :

$$\mathbf{P_{mens,\ max} = 298.18\ mm}$$

Ce coefficient tient compte de la répartition des précipitations dans l'année et de l'abondance des précipitations :

Formule A :

Pour les milieux à relief peu accidenté et avec :

$$\left(\frac{P_{mens,\max}^{\ 2}}{P_{an}}\right) > 20$$

$$\mathbf{T_a = 6.14}\left(\frac{P_{mens,\max}^{\ 2}}{P_{an}}\right) \mathbf{- 497.8} \quad \textbf{(tonnes/km}^2\textbf{/an)}.$$

Formule B :

Pour les milieux à relief peu accidenté et avec :

$$8.1 < \left(\frac{P_{mens,\max}^{\ 2}}{P_{an}}\right) < 20$$

$$\mathbf{T_a = 27.12}\left(\frac{P_{mens,\max}^{\ 2}}{P_{an}}\right) \mathbf{- 475.40} \quad \textbf{(tonnes/km}^2\textbf{/an)}.$$

Formule C :

Pour les régions à relief accidenté situés sous tous les climats, sauf sous le climats semi-arides et avec :

$$\left(\frac{P_{mens,\max}^{2}}{P_{an}}\right) > 9.70$$

$$\mathbf{T_a = 52.49}\left(\frac{P_{mens,\max}^{2}}{P_{an}}\right) \mathbf{- 513.21} \quad \mathbf{(tonnes/km^2/an)}.$$

Formule D :

Pour des régions à relief peu accidenté situés sous climats semi-arides et avec :

$$\left(\frac{P_{mens,\max}^{2}}{P_{an}}\right) > 8$$

$$\mathbf{T_a = 91.78}\left(\frac{P_{mens,\max}^{2}}{P_{an}}\right) \mathbf{- 437.62} \quad \mathbf{(tonnes/km^2/an)}.$$

- **La méthode TIXERONT**

Celle ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en T / km^2. An.

Elle est exprimée par :

$$\mathbf{Ta = a\ Le^{0.15}}$$

Avec :

Le : est la lame d'eau écoulée, mm

Ta : taux d'abrasion (apport solide en suspension) T/km²/an

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain : a = 350 (perméabilité moyenne).

III.4.1.3. Transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de 20 % à 40% du transport solide en suspension, pour notre étude Le charriage a été pris à 20% de l'apport solide en suspension :

Char=0,2.S. Ta (t/an)

Char : Le charriage (t/an)

III.4.1.4. Apport annuel en matériaux solides

$$V_{ms} = \frac{T_s * S}{\gamma_s} \quad (m^3/an).$$

Où

Vms : apport annuel en matériaux solides (m3/an).

T_s : taux d'abrasion en t / km^2.an 917.452.

γs : poids spécifique des matériaux en suspension = 1,6T/m^3.

S : Superficies (Km^2).

III .4.2.Estimation des Apports liquides

III .4.2.1. La lame d'eau écoulée

- **Formule de Samie**

$Le = P^2 (293 - 2.2 \sqrt{S})$

Où :

Le : lame d'eau écoulée, mm.

P : précipitation moyenne annuelle en mètre (P= 1.32792 m).

S : superficie du bassin versant en km². (S=23.86km^2)

K= 0.18-0.01 log S

- **Formule de Maillet – Gauthier**

Cette formule donne le coefficient d'écoulement d'un bassin versant à partir de la pluie moyenne annuelle.

$$\mathbf{Le = 0,6\ P\ (1- 10^{-0,36.\ \overline{p}_2}).10^3}$$

- **Formule dite Algérienne (ANRH)**

$$\mathbf{Le = P\ (1\ -\ 10^{-KP^2})* 10^3}$$

Avec :

S : superficie du bassin versant en km².

P : précipitation moyenne annuelle en mètre.

Le : lame d'eau écoulée, mm.

Où:

Le : lame d'eau écoulée.

P : précipitation moyenne annuelle en mètre.

- **Formule de CHAUMONT**

$$Le = 0.6\ (1 - 10^{-0.36P2})$$

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle en mètre.

Le : lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de d'ERRIH**

$$Le = 6{,}8.10^{8} P^{-3.24}$$

Où :

P : précipitation moyenne annuelle en mètre.

Tableau. III.15 : Les résultats des différentes formules

Formules utilisées	**Le(mm)**
Samie	497.7
Errih	623
Maillet et Gautier	611.33
A.N.R.H	650.66
CHAUMONT	460.06
Valeur adoptée (moy)	**616.742**

Conclusion

D'après les résultats obtenus on voit que la formule de ANRH et de donne la valeur la plus élevée par rapport aux autres formules, nous optons pour la valeur moyenne de toutes les formules d'où un apport moyen.

Les résultats des deux méthodes sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau. III.16 : Caractéristiques des formules de calcul des apports solides.

Oued	**1ère méthode de Fournier**			
Oued El kantara	**P_{mm}^2 P_{an} (mm)**	**Formule utilisée**	**Le (mm)**	**Ta (t/an)**
	231.94	**A**	**616.74**	**4261.21**

Tableau III.17 : Calcul des apports solides

Formule	Taux d'abrasion ($t/km^2/an$)	Volume annuel moyen (m^3/an)	Charriage (t/an)
Formule de Fournier	**926.35**	**13316.3**	**4261.21**
Formule de Texeront	**917.44**	**13188.2**	**4220.23**

Commentaire :

D'après les calculs on trouve les résultats de la 1ere et de la 2eme méthode sont très proche et ces apports son faibles.

III.4.3. Caractéristiques de l'écoulement

III.4.3.1. Module de l'écoulement

Il est donné par :

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

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (m^3).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7$ s.

AN : $\mathbf{M_e = 0.46\ m^3/s}$

III .4.3.2. Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S}$$

Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN: $\mathbf{M_0 = 19.5515\ l/s/Km^2}$

III.4.3.3. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm) ;

L_e **:** Lame d'eau écoulée en (mm).

AN : **Ce =0.46**

III.4.3.4. Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation ***C v***, et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_V = 0{,}78 - 0{,}29 \log_{10} M_0 - 0{,}063 \log_{10}(S+1)$$

Où

M_{er} : Module de l'écoulement relatif.

AN : **C_v = 0.32**

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_V = \frac{0.7}{S^{0,06} \times M_0^{0,27}}$$

AN : **C_v = 0.31**

- **Formule de L'ANTONOV**

On a :

$$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

AN : **C_v = 0.34**

III.5. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Nous passons des pluies journalières maximales aux pluies de courte durée en utilisant la relation la loi de BODY suivante Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée.

$$Ptc = P_{\max,J} \left(\frac{tc}{24} \right)^b$$

Où :

Ptc : pluie de courte durée de fréquence donnée, mm.

P_{jmax} : pluie journalière maximale de même fréquence, mm.

Tc : temps de concentration, heure.

b : Exposant climatique (donnée) En Algérie (b = 0,36 ÷ 0,47), on prend (b = 0 ,46).

Tableau. III.18 : Pluies de courte durée de différentes fréquences

Fréquence (%)	10%	5%	2%	1%
Période de retour (année)	10	20	50	100
Hauteur de précipitation (mm)	144	162	185	202
Ptc (mm)	67.484	75.919	86.698	94.665

Tableau III.19 : Calcul des pluies et d'intensité en fonction de temps

(Périodes de routeur : 10, 20, 50,100 ans)

Fréquance%	10%		5%		2%		1%	
Temps (h)	Ptc (mm)	I0 (mm/h)	Ptc (mm)	I0 (mm/h)	Ptc (mm)	I0 (mm/h)	Ptc (mm)	I0 (mm/h)
1	33.38	33.38	37.55	37.55	42.88	42.88	46.82	46.82
2	45.91	22.96	51.65	25.83	58.99	29.49	64.41	32.20
3	55.33	18.44	62.24	20.75	71.08	23.69	77.61	25.87
4	63.16	15.79	71.05	17.76	81.14	20.28	88.59	22.15
5	69.98	14.00	78.73	15.75	89.91	17.98	98.17	19.63
6	76.11	12.68	85.62	14.27	97.77	16.30	106.76	17.79
7	81.70	11.67	91.91	13.13	104.96	14.99	114.60	16.37
8	86.87	10.86	97.73	12.22	111.61	13.95	121.86	15.23
9	91.71	10.19	103.17	11.46	117.82	13.09	128.65	14.29
10	96.26	9.63	108.30	10.83	123.67	12.37	135.04	13.50
11	100.58	9.14	113.15	10.29	129.22	11.75	141.09	12.83
12	104.69	8.72	117.77	9.81	134.49	11.21	146.85	12.24
13	108.61	8.35	122.19	9.40	139.54	10.73	152.36	11.72
14	112.38	8.03	126.43	9.03	144.38	10.31	157.64	11.26
15	116.00	7.73	130.50	8.70	149.03	9.94	162.73	10.85
16	119.50	7.47	134.44	8.40	153.52	9.60	167.63	10.48
17	122.88	7.23	138.24	8.13	157.86	9.29	172.37	10.14
18	126.15	7.01	141.92	7.88	162.07	9.00	176.96	9.83
19	129.33	6.81	145.49	7.66	166.15	8.74	181.42	9.55
20	132.42	6.62	148.97	7.45	170.12	8.51	185.75	9.29
21	135.42	6.45	152.35	7.25	173.98	8.28	189.97	9.05
22	138.35	6.29	155.64	7.07	177.74	8.08	194.07	8.82
23	141.21	6.14	158.86	6.91	181.41	7.89	198.08	8.61
24	144.00	6.00	162.00	6.75	185.00	7.71	202.00	8.42

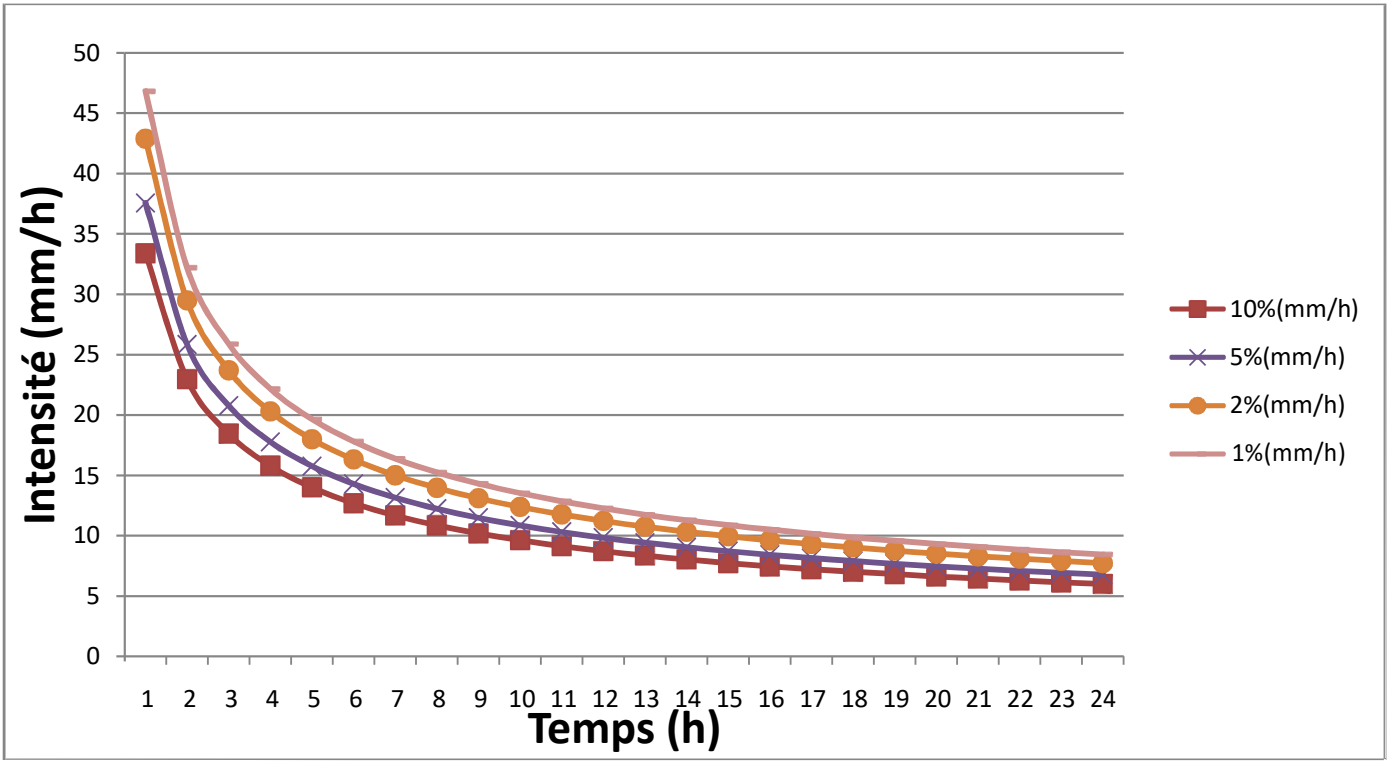


Figure. III.7 : Courbes des intensités des pluies

III.6. Les débits des crues

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

III.6.1. Détermination débits maximums par les formules empiriques

En l'absence de données hydrométriques (surtout pour les petits bassins versants), pour l'estimation des débits maximums, l'estimation des débits est faite moyennant par les formules valables pour le Nord de l'Algérie.

Pour le calcul du débit de crue, nous avons utilisé les deux formules de **Sokolovsky** et **Turazza 01, Turazza 02** et de **Giandotti** pour les quatre périodes de retour (10, 20, 50,100 ans)

- **La relation de Turazza 01**

S'écrit comme suit

$$Q_{max} = \frac{C \times PTC \times S}{Tc \times 3.6}$$

Où :

C : coefficient de ruissellement de fréquence donnée (max de c = 1)

S : superficie du bassin versant en km²

Ptc : pluie de courte durée pour t =Tc, (mm)

Tc : temps de concentration en heures

Tableau. III.20 : Variation de coefficient de ruissèlement en foncions de fréquence

Fréquence (%)	20	10	1	0,1	0,01
C	0,61	0,6	0,7	0,8	0,9

- **Formule de Turazza N°02**

$$Q_{max} = \frac{H_{tc\,\%}\,(mm) \cdot S\,(km^2)}{3{,}6\ T_c\ (h)}$$

Où :

Htc% = Ptc% - Les pertes.

Tc = 4.62 heures ; S = 23.86 km².

Nous estimons que pendant la première heure les pertes sont égales à 14mm et pendant les heures qui suivent 0,5mm/h (Les pertes sont : 14.15 mm).

- **Formule de SOKOLOVSKY**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max} = 0{,}28 . \frac{\alpha . S . F . Ptcf\ \%}{Tc}$$

Avec :

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

S : Superficie du bassin [Km²].

F : Coefficient de forme de la crue F =1.2

Tc : temps de concentration[h].

Tableau. III.21 : Valeur de α en fonction de la fréquence

Période de Retour (ans)	**100**	**50**	**10**
α	0..7	0.65	0.55

- **La relation de Giandotti**

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

$$Q_{max} = \frac{C.S.Ptcf\ \%\sqrt{Hmoy - H\ \min}}{4\sqrt{S} + 1.5Lp}$$

D'où :

S: Superficie du Bassin Versant, en Km^2.

Ptcf%: pluie fréquentielle d'une *courte* durée de concentration, en m.

Lp: longueur du talweg principal, en Km

Hmoy: altitude moyenne, en m.

Hmin: altitude minimale, en m.

C : coefficient topographique variant entre 60 et 160.

Tableau III.22 : Débit max des différentes fréquences

Fréquence (%)	**10%**	**5%**	**2%**	**1%**
Période de retour (an)	**10**	**20**	**50**	**100**
Turazza (01) (m^3/s)	96.81	108.91	124.38	135.80
Turazza (02) (m^3/s)	76.51	88.61	104.08	115.51
SOKOLOVSKY (m^3/s)	64.41	72.46	82.74	90.35
Giandotti (m^3/s)	87.10	97.98	111.89	122.18
Qmax moy adopté (m^3/s)	81.21	91.99	105.77	115.96

✓ La formule de **Turazza (01)** est la formule qui nous donnée le plus grand débit, Nous adoptons un débit de crue centennale donné par la valeur moyenne des débits obtenus par les quatre formules qui son valable pour le climat du Nord d' Afrique car les résulta sont très proche et tout ces formule son utile pour le climat méditerranée .

III.7. Hydrogrammes de crues

L'hydrogramme de crues est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

- **Pour le temps de montée**

$$Q_m = Q_{\max, P\%}\left(\frac{t}{t_m}\right)^n$$

t_m : Temps de montée, et $n = 2$.

- **Pour la décrue**

$$Q_d = Q_{\max, P\%}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^m$$

$t_d = \delta\, t_m$ (Sokolovski), et m = 3.

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2÷4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50 et 100) ans, sont donnés dans le tableau (III.23).

Avec :

Qmax ,p : Débit maximum de crue (de pointe) en m^3/s.

Q (t) : Débit instantané au moment de la montée en m^3/s.

Qd (t) : Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m^3/s.

tm : Temps de montée en heures.

td : Temps de décente en heures.

tb : Temps de base en heures

Alors :

tm = tc

tb = tm + td

Tableau III.23 : montre la variation des débits crue en fonction du temps pour différentes fréquences

temps(h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)
0.5	0.95	1.08	1.24	1.36
1	3.80	4.31	4.96	5.43
1.5	8.56	9.70	11.15	12.22
2	15.22	17.24	19.82	21.73
2.5	23.78	26.94	30.97	33.96
3	34.24	38.79	44.60	48.90
3.5	46.61	52.79	60.70	66.55
4	60.88	68.96	79.29	86.92
4.4	73.66	83.44	95.94	105.18
4.62	81.21	91.99	105.77	115.96
4.8	78.97	89.45	102.85	112.76
5	72.33	81.10	93.25	102.23
6	57.59	65.24	75.01	82.24
7	39.07	44.25	50.88	55.78
8	25.01	28.33	32.58	35.71
9	14.81	16.78	19.29	21.15
10	7.85	8.89	10.22	11.20
11	3.50	3.97	4.56	5.00
12	1.16	1.31	1.51	1.65
13	0.20	0.22	0.26	0.28
13.86	0.00	0.00	0.00	0.00

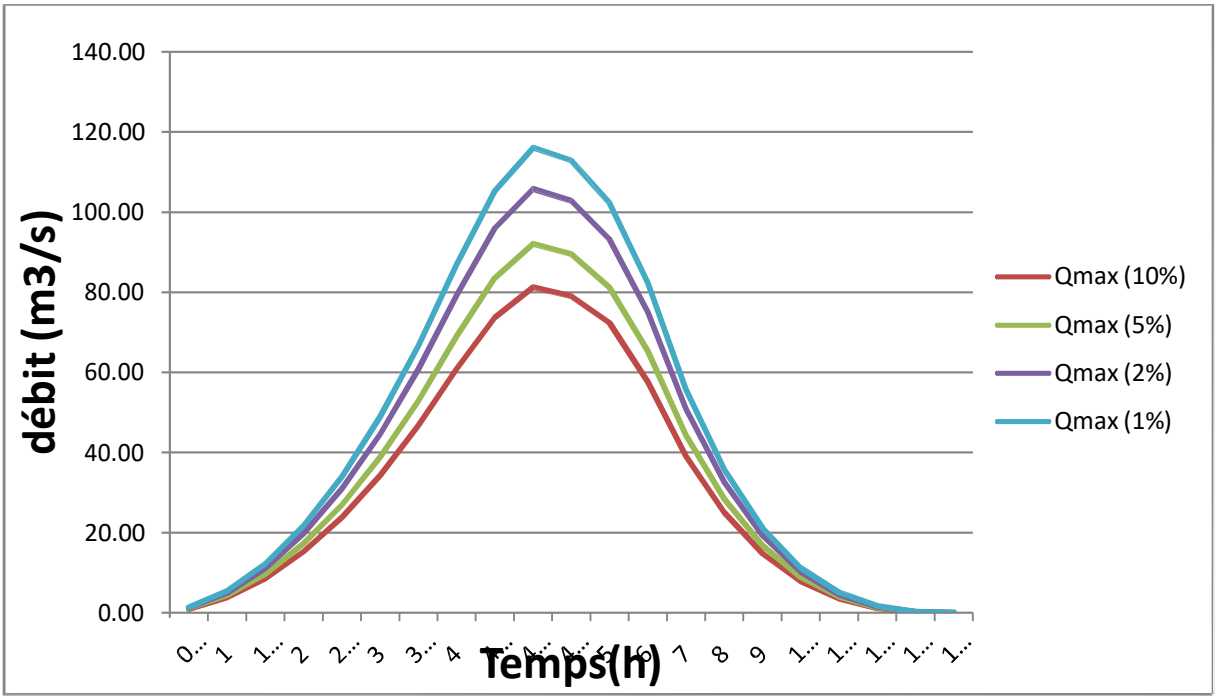


Figure III.8 : présente l'hydrogramme de crue pour différentes fréquences

Conclusion

Dans ce chapitre on a estimées les valeurs précipitations moyen maximal et les volumes annuels moyens des apports pour notre bassin versent.

La présente étude hydrologique s'inscrit dans le cadre de la protection de la ville Jijel (zone riveraine d'Oued EL KANTARA) contre les inondations, et s'inscrit dans objectif de la quantification les apports liquides pour les déférentes périodes de retour (10, 20, 50 et 100 ans), y compris les Hydrogrammes de crues correspondants en vue de la conception et le dimensionnement le plus adéquats des ouvrages d'aménagement.

CHAPITRE IV :

AMENAGEMENT DE L'OUED EL KANTARA

Introduction

Les techniques communément employées pour se protéger des risques d'inondation comprennent la réalisation d'un canal d'aménagement à l'aide des matériaux naturels au artificiels.

Le but de ce chapitre est de faire le dimensionnement détaillé de l'ensemble des éléments constitué un canal d'aménagement, avec le calcul des caractéristiques hydraulique en se basant sur les équations fondamentales de l'hydraulique et les écoulements à surface libre.

Le degré de protection offert par un canal dépend de ces caractéristiques hydrauliques de son type de construction d'autre part la fiabilité du canal d'aménagement repose sur son inspection et son entretien continus.

IV .1. Synthèse et diagnostic

IV.1.1. Le potentiel environnemental du site

Dans notre zone d'aménagement et après des visites programmées sur le terrain on a vu que :

- ✓ L'existence des certaines traverses sur l'Oued El Kantara, telle que celui de la RW n°150, et RN n°43
- ✓ Il existe au niveau de l'oued des points où il y a des rétrécissements de la largeur et des coupures (existence d'habitations qui se trouve sur la proximité immédiate, résultat d'une densification de l'urbanisation dans cette zone, bouchage par les ordures), qui peuvent conduire aux mêmes conséquences tell les débordements.
- ✓ L'oued traverse par trois conduites d'Alimentation en Eau Potable de diamètre 300 mm.
- ✓ Existence de deux canaux d'aménagements à ciel ouverte d'une section rectangulaire fabrique en béton arme qui sont déjà réalisés.
- ✓ A aval de l'oued de notre zone d'aménagement, l'existence d'un canal fermé en béton armé réalise pondant la période colonial. Ce dernier conduit vers exutoire (la mer méditerranée).
- ✓ Le tracé naturel du lit d'oued sus cités est tortueux et présente des virages pouvant provoquer des débordements à chaque changement de direction (Style méandres).

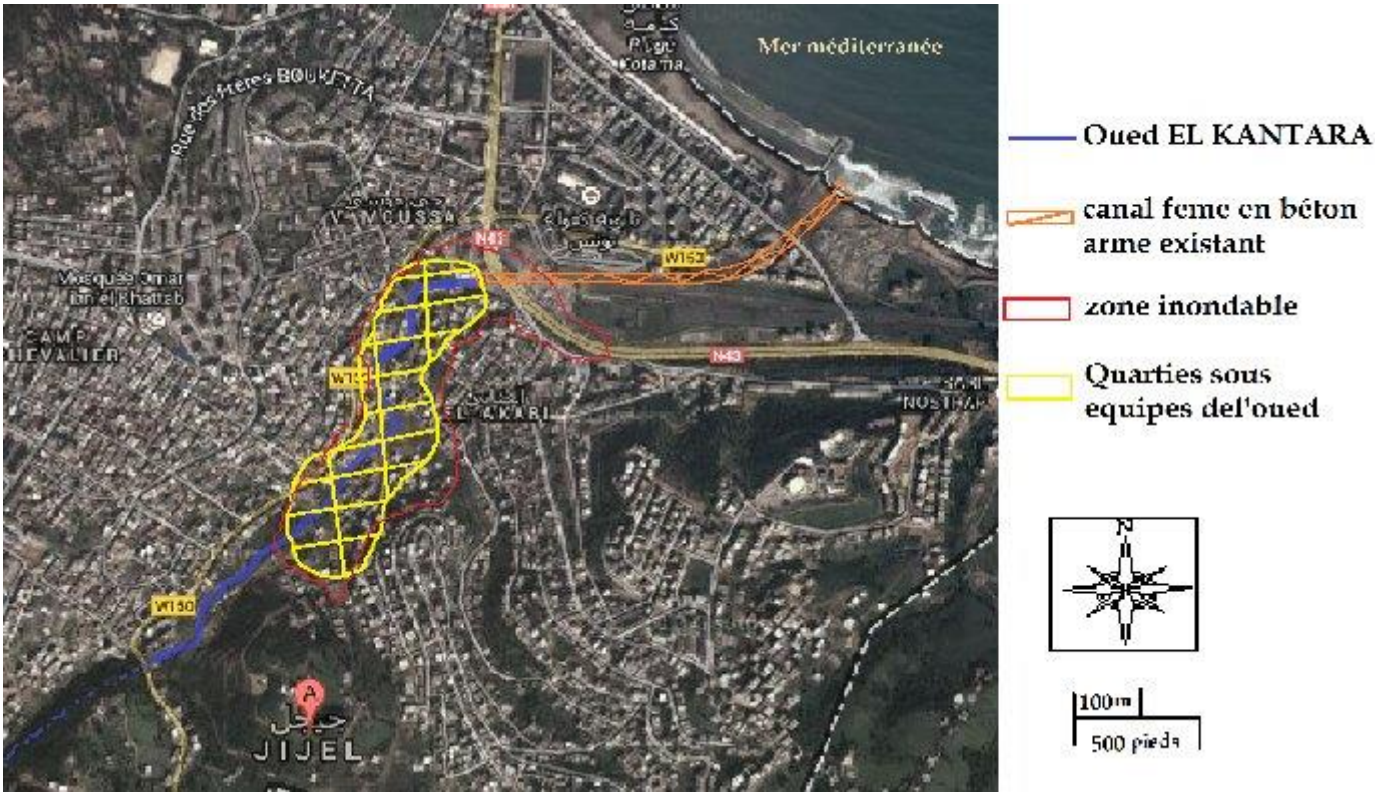


Figure. IV.1. Image satellitaire montre la zone inondable de l'Oued El Kantara

IV.1.2. La présentation des principaux problèmes de l'Oued El Kantara

Du fait de la croissance démographique de la ville de Jijel, des quartiers clandestins sous équipés se forment le longue de l'Oued El Kantara (côté Est de la ville), sur la plaine dont l'altitude est parfois inférieure à celle de l'oued.

Au niveau de la côte, un système de cordons dunaires change de forme et de place suivant la force des vents, des marées et des violentes tempêtes. Une partie de ces cordons dunaires est urbanisée.

La pollution à cause d'une partie habitant qui déversent directement leurs eaux usées dans l'oued sans traitement préalable, amont de la du l'oued l'eau est de bonne qualité, à partir de la ville, elle devient d'une mauvaise qualité.

L'érosion des berges par les courants qui arrache les particules grain par grain. Ceci est qui se produit lorsque la vitesse du courant et sa turbulence sont capables de vaincre le poids et la cohésion des particules. Cette érosion se produit dans des zones sensibles telles que :

- les berges concaves qui sont érodées par le courant.
- la présence d'un obstacle crée un courant réfléchi à la rive opposée et tend à l'éroder.
- Le seuil crée des tourbillons qui érodent les deux berges à son aval.

IV.1.3. L'objectif visé

Dans notre étude en aménagé les quartiers sous équipier par l'oued El Kantara qui sont situés dans une zone inondable par un canal d'aménagement qui doit traverser les quartiers sous équipier par l'Oued El Kantara jusqu'au début du canal d'aménagement existant qui était réalise à la période coloniale qui se située à l'aval du pont de CW n°150, et d'une autre manière les objectifs visé sont les suivant :

- ✓ Augmenter la capacité du cours d'eau.
- ✓ Permettre du passage des hydro gramme de crues sans danger ainsi maximaliser la capacité hydraulique et le transport de charriage et minimiser l'emprise du cours d'eau.
- ✓ Améliorer le cadre de vie.
- ✓ Restructurer les quartiers sous-équipés.
- ✓ Développer les espaces récréatifs et touristiques.
- ✓ L'aménagement des espaces de loisirs et de récréation.
- ✓ La contribution à la consolidation du rôle de l'activité touristique et des loisirs dans l'économie de la ville et de sa région.

IV.2. Le choix de la technique d'aménagement des berges

IV.2.1. Généralité sur la technique d'aménagement de la berge

IV.2.1.1. Phénomènes d'évolution des berges

Les berges sont des zones de transition entre le milieu aquatique et le milieu terrestre. Elles assurent diverses fonctions : physiques (soutènement d'ouvrages, étanchéité, support du chemin de service,...) ; hydrauliques (atténuation des inondations, échanges d'eau entre la voie d'eau et la nappe, etc.) ; écologiques (filtre de l'eau, dépôts ou départs de sédiments, circulation des animaux, biodiversité, échanges entre milieux terrestre et aquatique...) ;

Suivant le type de voie d'eau, rivières ou canaux artificiels, et les caractéristiques du site, les berges peuvent être soumises à différents types de dégradations d'intensités variables : crues, marnage, batillage, jets d'hélice, animaux fouisseurs, activités humaines si des travaux de protection de berges s'avèrent nécessaires,

Le gestionnaire de la voie d'eau a alors le choix entre plusieurs types de techniques de défense de berges pour réhabiliter son ouvrage : des techniques de génie civil (enrochements, palplanches,...), des techniques végétales (fascines, tressages,...) ou des techniques mixtes qui sont une combinaison des deux types de techniques précédentes.

IV.2.1.2. Les forme d'évolution des berges

Les berges peuvent subir des mécanismes de rupture globale (instabilité d'ensemble de la berge) et des mécanismes de rupture par perte progressive de matière superficielle altérant la stabilité locale.

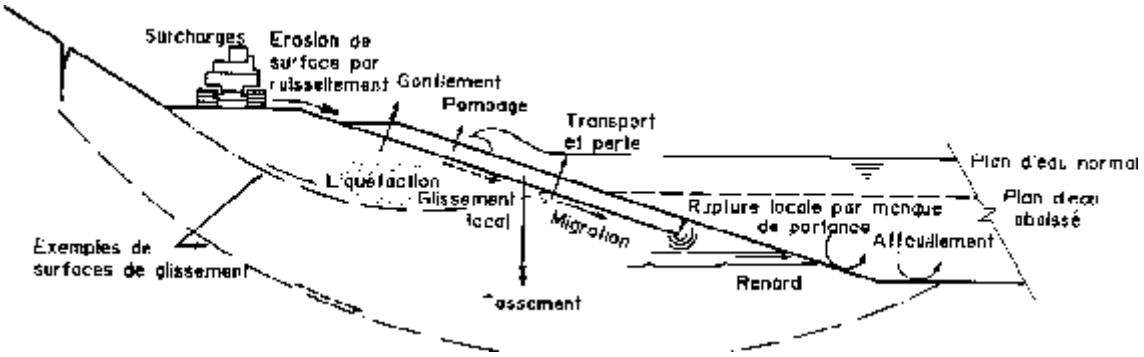


Figure. IV.2 : Mécanismes de rupture du sous-sol

IV.2.1.3. Les manifestes d'évolution des berges

L'évolution des berges manifeste sous la forme de glissements locaux ou d'ensemble d'érosion de surface suite au ruissellement de l'eau de pluie, à l'action du gel et à la pression de la glace.

IV.2.2. Facteurs d'évolutions

IV.2.2.1. Sollicitations hydrauliques et hydrodynamiques

Quelle que soit leur origine, quatre natures de sollicitations se distinguent :

- les courants (courants naturels ou induits par la navigation, par exemple).
- les vagues (vagues de vent ou de batillage).
- l'abaissement du plan d'eau (marnage, abaissement du plan d'eau dû à la navigation, chômage, etc.) ou son exhaussement (crues, onde de proue,...).
- l'arrivée d'eau par le sol (apports d'eaux souterraines).

IV.2.3. Panorama des principales techniques d'aménagement des berges

On peut distinguer les trois types de techniques d'aménagement des berges :

IV.2.3.1. les techniques en génie végétal

Comme par exemple les fascines d'hélophytes ou le tressage, qui sont des techniques utilisant des végétaux vivants entiers ou parties. Ces techniques reposent sur l'aptitude des plantes utilisées à se multiplier, à fixer le sol par le développement de leur système racinaire et à dissiper l'énergie hydraulique par perte de charge au sein des textures végétales. Elles sont

à privilégier dans les secteurs où les contraintes hydrauliques sont modérées et où les disponibilités foncières en crête de talus externe permettent un retalutage en pente douce.

IV.2.3.2. les techniques de protection issues du génie civil dites « dures »

Qui sont justifiées dans les secteurs à fortes contraintes géométriques et hydrauliques. Ces techniques peuvent avoir des fonctions antiérosives :

- ✓ La technique d'enrochements, matelas gabions
- ✓ Le technique soutènement (murs gabions, palplanches, rideaux de pieux,...)
- ✓ La technique d'étanchéité (palplanches, dispositifs d'étanchéité, ...).

IV.2.3.3. les techniques mixtes

Qui sont une association d'éléments de techniques issues du génie civil et de techniques végétales (enrochements végétalismes ou tunage et plage plantée d'hélophytes, par exemple), permettant de combiner les atouts des techniques végétales et de techniques dites « dures » lorsque cela est nécessaire.

IV.2.3.4.Avantage et inconvenant des technique d'aménagement des berges

Toutes ces techniques apportent à la berge une résistance structurale, qui est obtenue par des procédés différents et sur des échelles de temps différentes suivant le type de technique. Pour les techniques en génie végétal, la résistance aux sollicitations hydrauliques est obtenue après une période d'une ou deux années, période optimale requise pour la reprise des racines et le développement des plants. Par opposition, les techniques en génie civil offrent une résistance immédiate.

IV.2.3.5. Le choix de la technique d'aménagement de la berge

Après avoir cité les technique d'aménagement des berge , on trouve que la technique génie civil est la meilleure à cause de tout Intérêts majeurs qui son montre dans les tableau du annexe IV.1 , en plus cette techniques apportent à la berge une résistance structurale, qui est obtenue par des procédés différents et sur des échelles de temps différentes tout le contraire à la techniques en génie végétal dans laquelle la résistance aux sollicitations hydrauliques est obtenue après une période d'une ou deux années, tout le contraire des techniques en génie civil offrent une résistance immédiate.

IV. 3. Les Variantes d'aménagement proposées

Après plusieurs visites qui ont été effectuées sur site et des considérations technique on peut dire que trois variantes sont probables d'être projetées :

- ✓ **Variante n° 01 :** canal trapézoïdal recouvré par géotextile des enrochements.
- ✓ **Variante n° 02 :** canal trapézoïdal recouvré par matelas de gabionnage.
- ✓ **Variante n° 03 :** canal rectangulaire ferme en béton arme.

IV.3.1. Présentation des variantes

IV .3.1.1.Variant en° 01 (canal trapézoïdal recouvré par géotextile des enrochements)

a) Qualités des enrochements et du géotextile de filtration

Les enrochements seront à angles marqués, de forme voisine de tétraèdre. Les plaques, ou cubes de formes beaucoup plus défavorables, seront rejetées.

Les matériaux de l'enrochement doivent satisfaire les caractéristiques suivantes :

- Les blocs doivent être de roche saine, propre et sans inclusion de terre ou de matière organiques.
- La masse volumique réelle de la roche sera supérieure à 2,6 tonnes/m^3.
- Coefficient de Lo Angeles < 25.
- Coefficient micro-Deval < 20.

Le géotextile de filtration non tissé doit être un produit certifié conforme aux caractéristiques suivantes (Tableau **IV.1**) :

Tableau. IV.1 : Caractéristiques du géotextile de filtration pour l'enrochement

Caractéristiques	**Valeurs**
Résistance en traction en (kN/m)	≥ 23
Allongement en (% ST)	≥ 45%
Résistance au poinçonnement en(kN)	≥ 1,2
Permittivité en (S^{-1}	≥ 0,2
Ouverture de filtration en (µm)	≤ 200
Transmissivité en (m^2/s sous 50 kPa)	≥ 10^{-7}
Perforation dynamique en (mm)	≤ 16 10
Souplesse e/b en m/m (ϕ = 300 mm, σ = 60 kPa)	≥ 0,5

b) Dimensionnement de l'enrochement sous l'effet du coude

L'étude hydrologique a donné un débit de crus maximal centaine égale à 115.96m3/s, ce débit on peu vécu dans une section proche de 24 m2 donnent respectivement les vitesses probables suivantes 4.83 m/s.

Pour la détermination du diamètre de l'enrochement nous avons choisi les formules proposées pour un fond plat, l'équation suivante de Turazza donne le diamètre de l'enrochement:

$$D_{horiz} = 0.7 \frac{V_v^2}{(\gamma - \gamma_w) \cdot 2g}$$

Avec :

V_v: Vitesse de l'écoulement au voisinage de l'enrochement.

γ: Densité du matériau du fond ou de l'enrochement 2,6 tonnes/m^3.

γ_w : Densité de l'eau.

g: Accélération de la pesanteur.

Lorsque les enrochements sont placés en talus comme dans notre cas, l'angle du talus réduit la stabilité de l'enrochement. Le diamètre de l'enrochement sur talus (D_{Talus}) est exprimé en fonction du diamètre de l'enrochement sur un fond plat (D_{horiz}) par la relation suivante:

- **Formule de Turazza**

Donne un diamètre des blocs rocheux

$$D_{talus} = \frac{D_{horiz}}{K}$$

$$K = \cos\emptyset\sqrt{1 - \frac{\tan^2\emptyset}{\tan^2\theta}}$$

D'où :

θ Est l'angle avec l'horizontal du talus d'équilibre du matériau (θ est pris égale à 45°).

Ø Est l'angle avec l'horizontal de la pente de l'enrochement (dans le présent cas Ø =34°).

En faisant des tests, la formule de Turazza donne un diamètre des blocs rocheux sur le lit de l'oued.

L'observation du lit de l'oued sur une bonne distance ne montre pas la présence de gros

éléments dans le matériau du lit de l'oued.

Dimensionnons de l'enrochement à partir de cette formule.

- ✓ Vitesse moyenne : **V= 4.114 m/s.**

- ✓ Augmentation de la vitesse due à la présence du coude: **1.1=ش.xV= 4.52 m/s.**
- ✓ Diamètre de la protection sur fond plat:

$$\square\square_{\square\square\square\square} = \square.\frac{\square\square}{\square - \square}.\frac{\square\square}{\square\square}$$

AN : $\square\square_{\square\square\square\square} = \square.\square\square\square$

Diamètre de la protection sur le talus:

$\square$ =**0.44**

$$\square\square\square\square\square\square = \frac{\square\square\square\square\square}{\square} = \square.\square\square\square\square$$

C) Description technique de l'enrochement

- ✓ La pente moyenne prévue est de 0.01075. Après l'enlèvement des débris et réglage de la surface des pentes et éventuellement les risbermes, on installe :
  - Le géotextile de filtration avec recouvrement de 50 cm.
  - Une couche d'enrochements légers sur 0.30 m d'épaisseur de granulométrie de 0 à 200 mm posée sur le géotextile.
  - Une couche supérieure d'enrochement d'épaisseur 1.20 m et de calibre de 800 à 1200 mm pour le talus inférieure.
  -

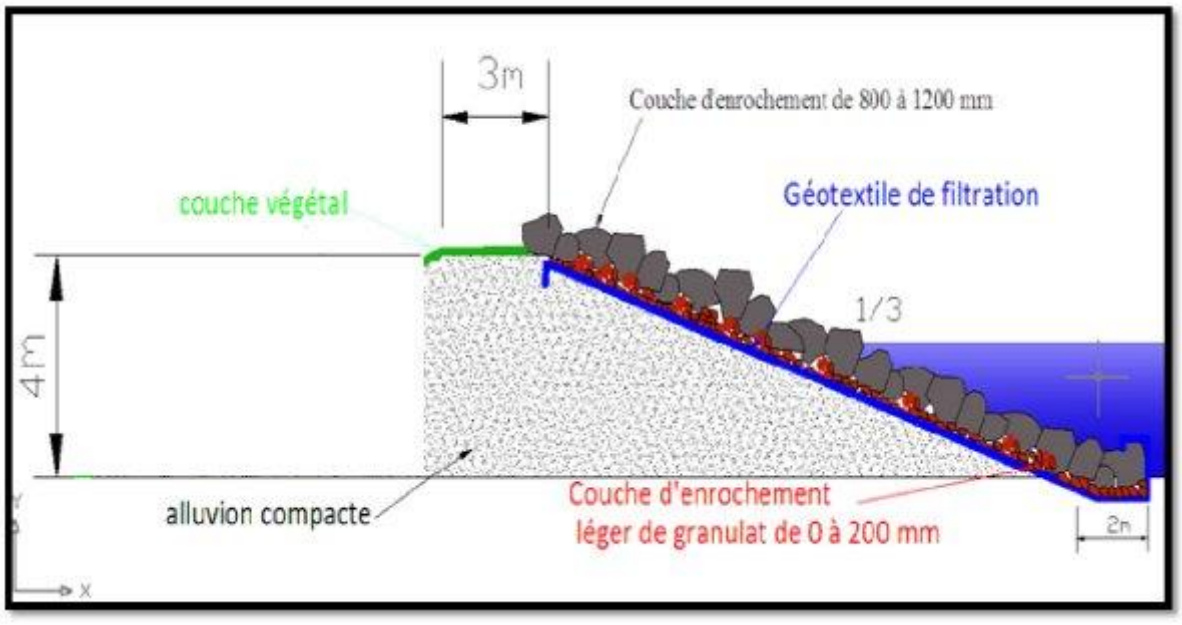


Figure. IV.3 : Profil type d'une digue par enroche

IV.3.1.2.Variante n° 02 (Canal trapézoïdal recouvré par matelas de gabionnage)

a) Qualités des gabions et les Grillage

Les parois des gabions seront impérativement constituées de fil d'acier galvanisé à mailles hexagonales à double torsion. Les grillages à simple torsion ne seront pas autorisés. Les dimensions des mailles pourront être de 100 x 120 mm, 80 x 110 mm et 50 x 70 mm.

On utilisera du fil d'acier galvanisé de trois (3) millimètres de diamètre pour le grillage, les ligatures et les tirants, et de 4,4 mm de diamètre pour les arrêtés : le résistant du fil des gabions ne devra pas être inférieur à 40 Kg/mm^2.

Gabion-cage : 2,00 m x 2,00 m x 1,00 m

b) Remplissage de pierres

La plus petite dimension des pierres de remplissage sera au moins égale à une fois et demie la dimension de la plus grande maille du gabion utilisé ou 200mm à 400mmde diamètre. Les pierres seront constituées de rocher dur, d'une densité au moins égale à 2,6.

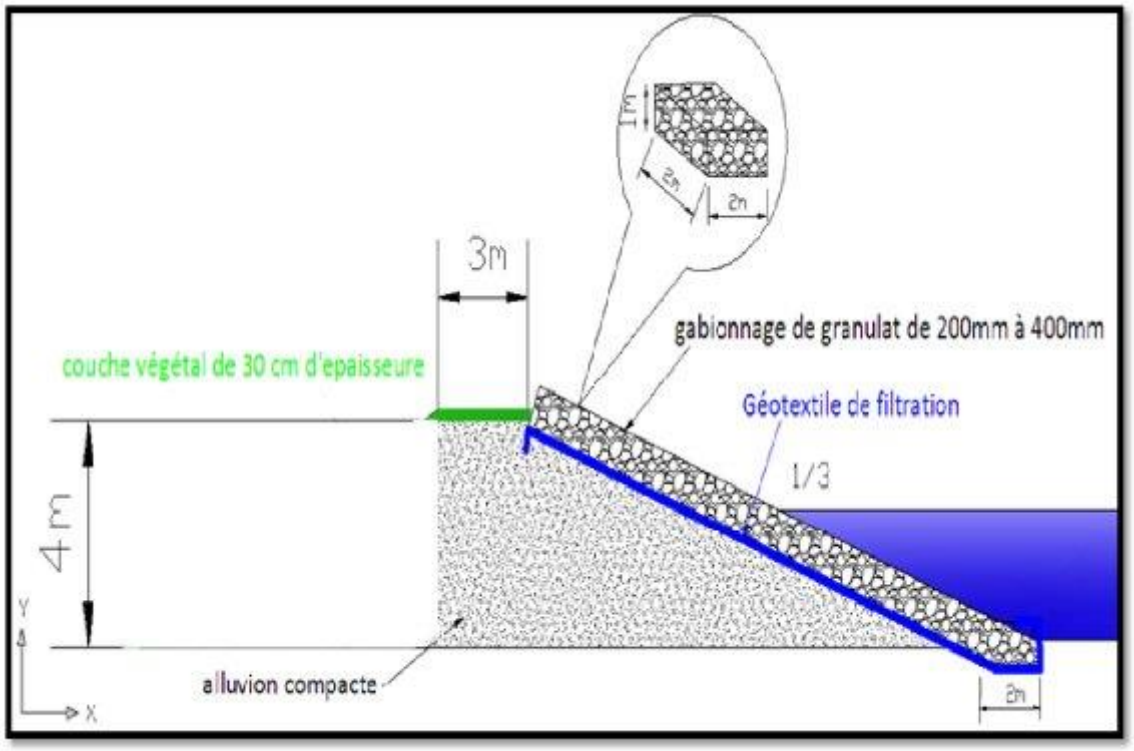


Figure. IV.4 : Profil type de la digue recouvrée par un matelas de gabionnage

IV .3.1.3.Variante n° 03 (canal rectangulaire ferme en béton arme)

On construit un canal rectangulaire ferme compose d'un canal ou plusieurs canaux en parallèles en fonction de la section moulé (péréquation de génie civil) Fabrique en béton arme menue avec :

- ✓ les voiles d'une épaisseur de 0.3 mètre.
- ✓ le radier du canal en béton armé avec une épaisseur de 0.3 mètre et la mémé cas pour la génératrice supérieur.
- ✓ des trous d'évacuation (des avaloirs tout les 50 mètre).
- ✓ joint water-stop tout les 10 mètre (à la forme latéral entre les blocs).
- ✓ une ouverture d'accès (0.8x0.8 mètre) avec un échèlent métallique.
- ✓ pour les deux cotes en remblai avec un remblai bien compacté avec une pente superficiel du remblai de 2% et une pente vers extérieur de 5%.
- ✓ pour le radie en construit trois couche.
  - Une couche en béton de propreté d'une épaisseur de 0.1 mètre.
  - Une couche en gravier d'une épaisseur de 0.2 mètre.
  - Une couche de sable d'une épaisseur de 0.2 mètre.
- ✓ au début du canal d'aménagement on construit un ouvrage d'entrée en béton armé.
- ✓ dans le cas d'existence de plusieurs canaux en paralle (le cas ou la largeur du canal soit supérieur de 5 mètre) on construit un seuil communicant à la forme latéral au milieu de chaque bloc (une ouverture de (0.2x0.2x1.0 mètre).

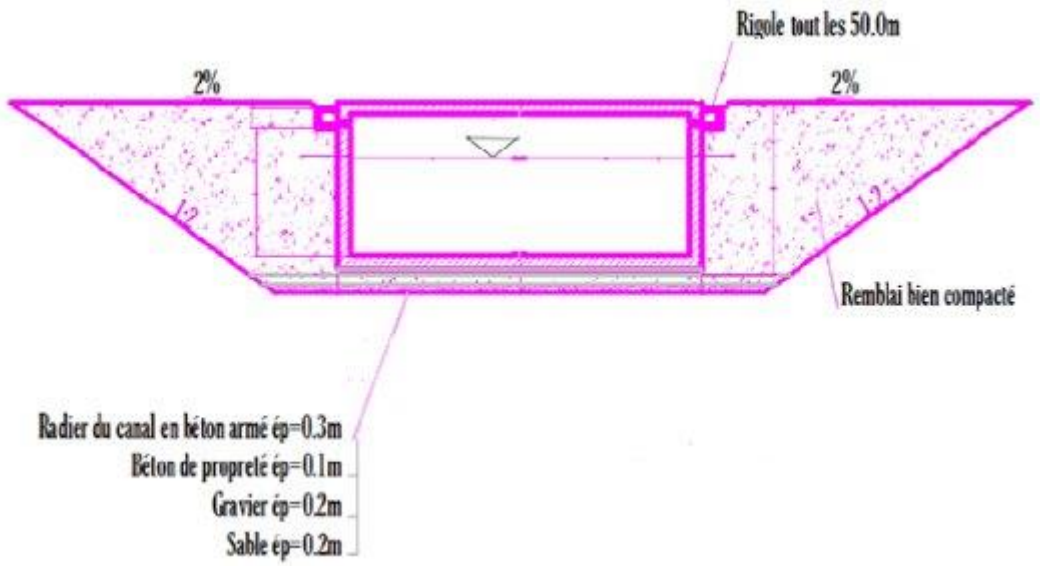


Figure. IV.5 : Profil type canal ferme en béton armé

IV .3.2. Choix de la variante

L'étude comparative entre les variantes permet de sélectionner la variante qui s'adapte mieux à la condition économique et la disponibilité des matériaux de construction en quantité suffisante.

Après avoir cité les variantes probables d'être étudiées et les études techno-économiques entre les variantes (tableau annexe II).

On trouve que la troisième variante est la meilleure parce que elle est simple à réalisée, et les risques est négligeable aussi ne pause pas des problèmes lors d'entretient.

Ces techniques apportent à la berge une résistance structurale, est une résistance aux sollicitations hydrauliques.

D'autre part elle tien le but La sensibilisation de la population à la composante environnementale et son impact sur l'amélioration du cadre et de la qualité de la vie.

Avec la constriction de cette variante en éliminé la pollution qui cause par les déversements directe des eaux usées par habitant dans l'oued sans traitement préalable car Oued El Kantara constitue ainsi un véritable canal d'égout à ciel ouvert, qui polluer la nappe souterraine de la région et la côte méditerranéenne.

D'un côté, cette variante est la plus économique selon le point de vue quelle soit durable, c'est à dire qu'elle réponde à l'objectif du long terme, et une varient facile à la entre tiens (nettoyage).

IV .3.2.1. Critère du Choix de la trajectoire de la variante

La trajectoire doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ Elimination des obstacles a l'écoulement.
- ✓ Agrandissement de la pente du lit d'oued.
- ✓ Raccourcissement de trace de la cour d'eau.
- ✓ La trace doit être étroite et rectiligne.
- ✓ En doit ne pas toujours Suivre la trajectoire naturelle de cour eau en fonction que le trace de la trajectoire soit plus économe

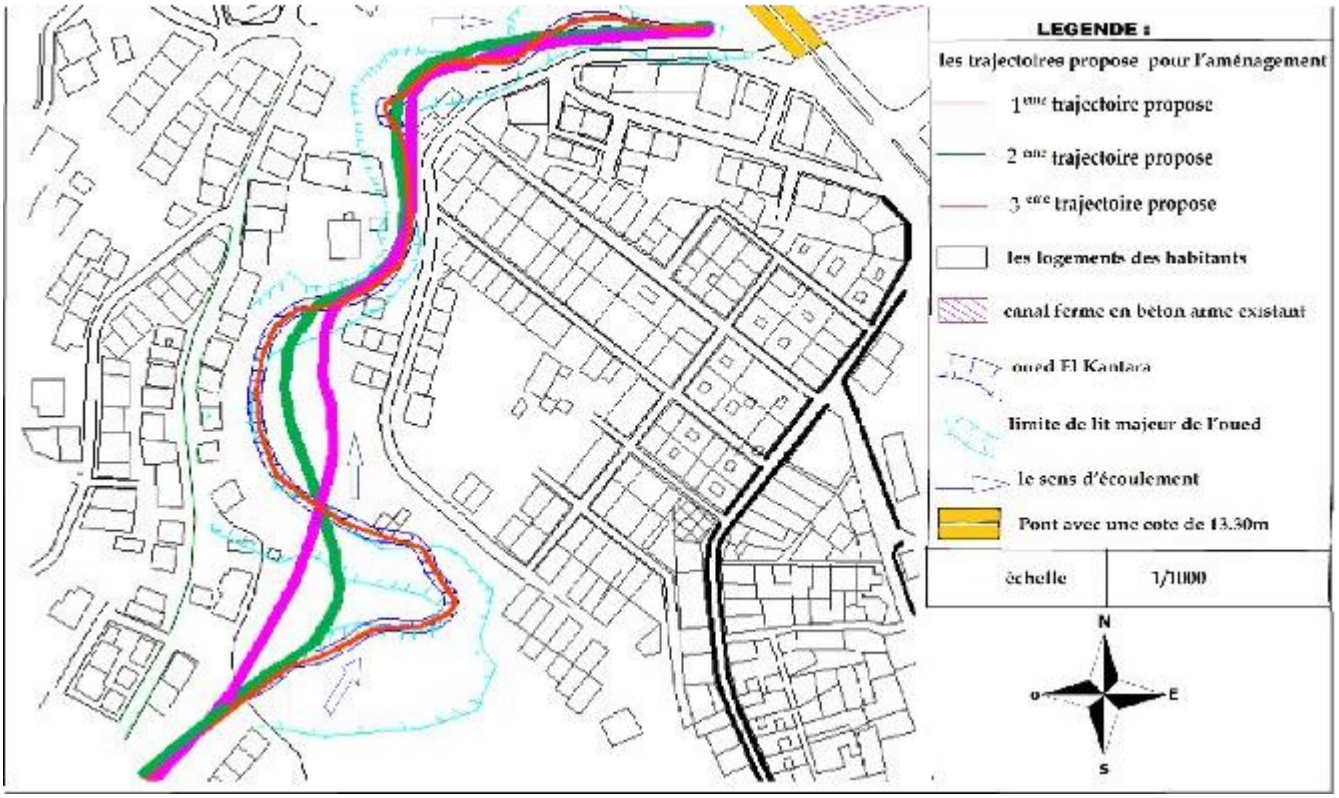


Figure. IV.6 : Les trajectoires proposées pour le canal d'aménagement

Remarque

Dans notre étude, on prendre la 2ème trajectoire comme trajectoire de notre canal d'aménagement (voir planche N° 2).

Tableau. IV.2 : Débits de points pour les différant périodes de routeur

Période de retour (an)	10	20	50	100
Qmax adopte(m^3/s)	**81.21**	**91.99**	**105.77**	**115.96**

IV.4. Calcul hydraulique

IV.4.1. Généralités

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est-à-dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'air : le gradient de pression ne peut plus être le moteur de l'écoulement, c'est la gravité joue plutôt ce rôle. L'hydraulique fluviale s'intéresse surtout aux écoulements dans les :

- cours d'eau : rivières, fleuves, etc.
- systèmes d'évacuation: réseaux d'assainissement pluvial, ainsi qu'aux différents aménagements retenus d'eau, usines de production d'électricité, ports, etc.

Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement. On parle d'écoulement filaire ou unidimensionnel (x, t).

Les écoulements à surface libre s'écoulent sous l'effet de la gravité en étant en contact partiellement avec un contenant (canal, rivière, conduite),Contrairement aux écoulements en charge, la section d'écoulement devient une caractéristique de l'écoulement et non plus seulement de la géométrie du contenant.

IV.4.2. Rappel de quelques notions d'hydraulique

IV.4.2.1.Paramètres géométriques

Ces paramètres sont relatifs à une section du canal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x).

Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (S), la largeur au miroir (L) ou largeur de la section mouillée et le périmètre mouillé (P). Ces paramètres sont définis sur la figure ci-dessous.

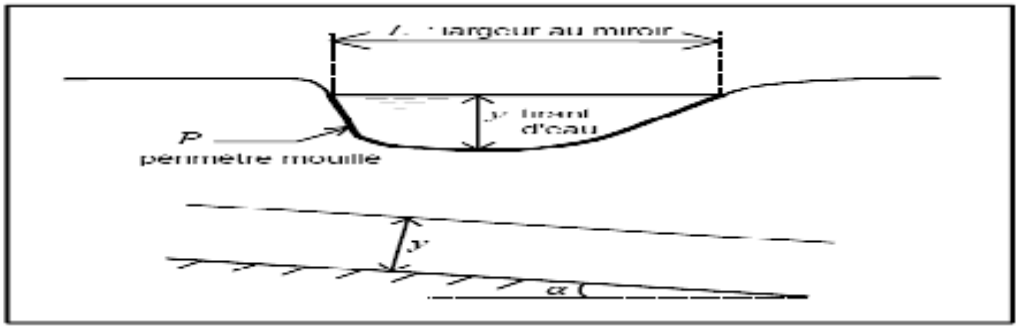


Figure. IV.7 : Tirant d'eau, largeur au miroir et la section mouillée

*** Définition des termes**

- **bief :** le bief est un tronçon homogène en termes de pente et de section D'écoulement.
- **type de cours d'eau** : on distingue des cours d'eau en fonction de la pente I, Celle-ci varie entre : **3 < I< 6 %**
  - **largeur au miroir B** : largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface Libre, La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
  - **hauteur d'écoulement** : hauteur moyenne d'eau, par définition : **H = S/B**
  - **hauteur normale hn** : c'est la hauteur d'un écoulement permanent uniforme dans Un bief. La hauteur normale est fonction du débit Q, de la rugosité K, et de la pente Moyenne I.
  - **tirant d'eau** : profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

IV.4.2.2. Périmètre mouillé

Le périmètre mouillé P est défini comme étant la partie du contour de la section d'écoulement qui est en contact avec l'eau. C'est la partie du contour de la section d'écoulement qui est en contact avec l'air est la largeur au miroir L.

IV.4.2.3. Section d'écoulement

L'aire de la section d'écoulement S se calcule comme l'aire de la surface comprise à l'intérieur du contour total de la section d'écoulement (périmètre mouillé et largeur au miroir). Cela se fait facilement pour les sections de forme simple.

IV.4.2.4. Le rayon hydraulique

Le rayon hydraulique est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé,

R = S/P

- Pour un canal rectangulaire :

$$R = \frac{L.y}{L + 2.y}.$$

- Pour un canal assez large :

$$R = y$$

La pente du chenal est la pente de son fond i, mesurée tout le long de son axe, et comptée positivement si le chenal est descendant. Elle est notée, si z désigne la côte du fond, alors :

$$i = -\frac{dz}{dx}.$$

Tous les paramètres ***L, y, S, P,*** R dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques, seule la pente (i) l'est (c'est à dire indépendante du débit, mais certes, pas forcément de l'abscisse).

IV.4.3.Les différents types de Canaux

IV.4.3.1. Définition

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

On distingue deux catégories de canaux :

- ✓ les canaux naturels,
- ✓ les canaux artificiels.

IV.4.3.2. Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

IV.4.3.3. Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage).

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

IV.4.4. Ecoulement Dans Les Canaux

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre.

L'écoulement à 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.

IV.4.4.1.Type D'écoulement

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur, h ou Dh, en fonction du temps et de l'espace Dh = $f(t, x)$

a) Variabilité dans le temps

Le mouvement est permanent si les vitesses moyennes, V, et ponctuelles, u, ainsi que la profondeur, h ou Dh, restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. Par conséquent, le débit est constant.

En pratique, 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.

b) Variabilité dans l'espace

Plusieurs cas sont à envisager :

- Le mouvement est uniforme si la profondeur, Dh, ainsi que les autres paramètres, restent invariables 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 I = J

- Le mouvement est non uniforme ou varié si la profondeur, Dh(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, I + J
- Lorsque le mouvement est graduellement varié, la profondeur, Dh(x) = Dh ainsique les autres paramètres, ne changent que très lentement d'une section à l'autre.

- Lorsque le mouvement est rapidement varié, la profondeur Dh(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.

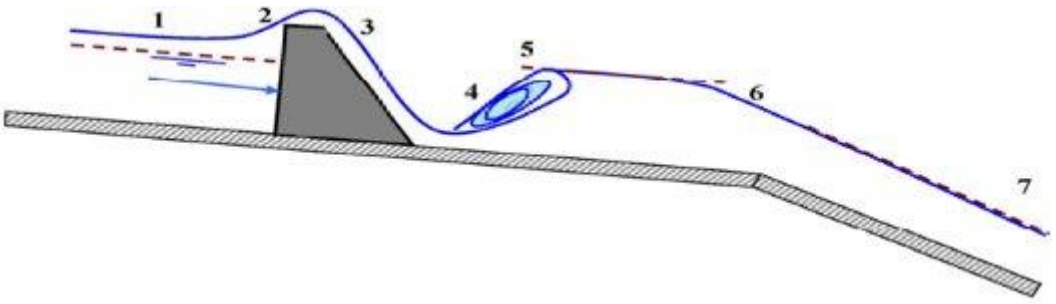


Figure. IV.8 : Schéma représentant les différents régimes d'écoulement

*** Définition des termes**

1) Uniforme fluvial.
2) Fluvial graduellement décéléré.
3) Rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel).
4) Ressaut.
5) Uniforme fluvial.
6) Rapidement accéléré (fluvial puis torrentiel).
7) Uniforme torrentiel.

IV.4.5.Classification et Types D'écoulements

Les écoulements à surface libre peuvent être classés suivant la variation de la profondeur d'écoulement dans le temps et dans l'espace.

Si le temps est pris comme critère de classification, on distingue :

- ✓ L'écoulement permanent.
- ✓ L'écoulement non permanent.

Un écoulement qui ne varie pas dans le temps, (la vitesse moyenne, et ponctuelle, ainsi que la profondeur, restent invariables dans le temps en grandeur et en direction .Par conséquent, le débit constant), est un écoulement permanent autrement, il est non permanent. À l'échelle de quelques heures, un écoulement en rivière peut être considéré comme permanent, par contre l'écoulement dans un estuaire est continuellement en changement sous l'effet des marées.

Si l'espace est pris comme critère de classification, dans ce cas, on distinguera :

- ✓ L'écoulement uniforme.
- ✓ L'écoulement non uniforme (varie).

IV.4.5.1.Ecoulement permanent uniforme

Les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré : section mouillée, pente ainsi que la rugosité des parois. Le tirant d'eau est constant tout au long du tronçon (appelé tirant d'eau normal). La ligne de la pente du fond est donc parallèle à la ligne de surface libre, dans le cas contraire l'écoulement est dit varié.

IV.4.5.2.Ecoulement permanent varié

L'écoulement est varié lorsque la géométrie ou la rugosité ne sont pas constantes. Mais, on a aussi dans un tronçon dont la géométrie et la rugosité sont constantes si le tirant d'eau n'est pas constant.

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

1- Ecoulement permanent → Uniforme

→ Non uniforme → Graduel

→ Rapide

2- Ecoulement non permanent → Uniforme (rare)

→ Non uniforme → Rapide

→ Graduel

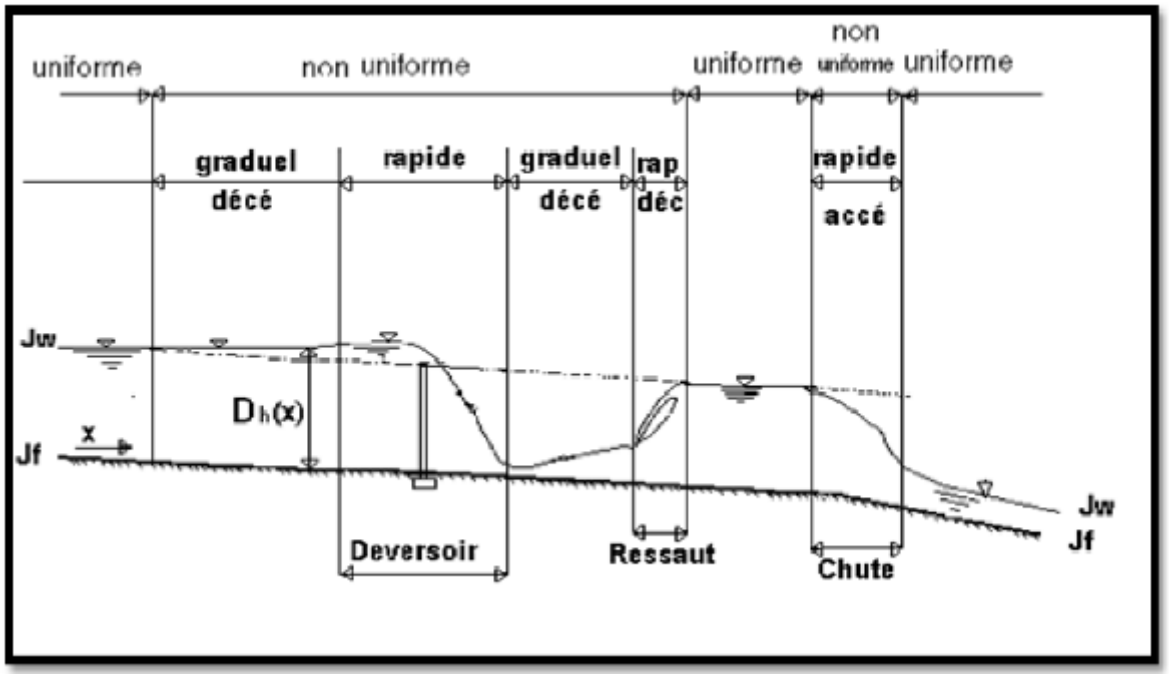


Figure. IV.9 : Les différents types d'écoulements existants

IV.4.5.3. Régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces suivantes :

- Forces d'inertie
- Forces de gravité
- Forces de frottement (viscosité et rugosité).

Pour l'étude hydraulique des canaux on définit habituellement les nombres adimensionnels suivants :

IV.4.5.4.Le nombre de Froude Fr

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie où :

$$Fr = \frac{U_C}{\sqrt{gL_C}}$$

U_C : Vitesse d'écoulement.
Lc : Longueur caractéristique.
g : Gravité.

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

- écoulement fluvial : Fr < 1
- écoulement torrentiel : Fr > 1
- écoulement critique : Fr = 1

Dans les canaux de géométrie simple, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents où la vitesse ponctuelle, V(x, z), diffère très peu de la vitesse moyenne, V(x). En régime permanent, cette hypothèse permet de considérer ces écoulements comme unidimensionnels.

IV.4.5.5.Le nombre de Reynolds Re

C'est le rapport entre les forces de frottements et celles d'inertie :

$$Re' = \frac{R_h.U}{\upsilon}$$

υ : viscosité cinématique du liquide en (m^2/s).

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

- écoulement laminaire : Re' < 500
- écoulement turbulent : Re' > 2000
- Transition : 500 < Re ' < 2000

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

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

- fluvial – laminaire : Fr < 1 ; Re' < 500
- fluvial – turbulent : Fr < 1 ; Re' > 2000
- torrentiel – laminaire : Fr > 1 ; Re' < 500
- torrentiel – turbulent : Fr > 1 ; Re' > 2000

IV.4.5.6.Equation de continuité

L'équation de continuité, qui est une des équations fondamentales de la mécanique de fluides, exprime le principe de conservation de la masse.

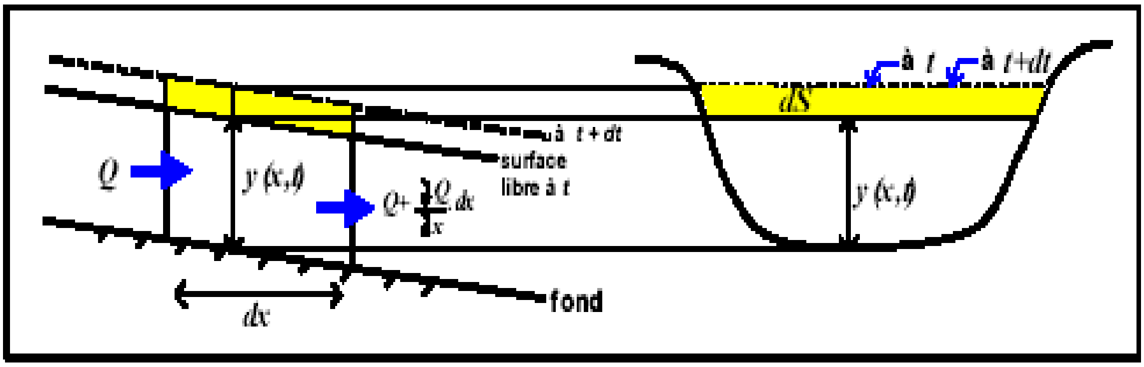


Figure. IV.10 : Schéma de l'équation de continuité

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial S}{\partial t}=0$$ Où $dS = Bdh$ …………….. . (*)

Pour une section donnée :

$$Q = US.$$

Où U est la vitesse moyenne dans la section, (S) l'équation (*) devient ainsi :

$$\frac{\partial (US)}{\partial x}+B\frac{\partial h}{\partial t}=S\frac{\partial U}{\partial x}+U\frac{\partial S}{\partial x}+B\frac{\partial h}{\partial t}=0$$

Avec : $\partial h =$

ெள

Dh: profondeur hydraulique, on aura :

$$D_h\frac{\partial U}{\partial x}+U\frac{\partial D_h}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial t}=0$$

- Pour un canal rectangulaire ; on écrit :

$$\frac{\partial q}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial t}=h\frac{\partial U}{\partial x}+U\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial t}=0$$

q : débit unitaire

Si l'écoulement est permanent, $\frac{\partial S}{\partial t}=0$ alors l'équation (*) devient $\frac{\partial Q}{\partial x}=0$

IV.4.5.7. Répartition de vitesse

Dans un écoulement le long d'une paroi, il y a une répartition propre de la vitesse, Nulle à la paroi, la vitesse ponctuelle, un croît rapidement lorsqu'on s'en éloigne, la valeur maximum est souvent atteinte un peu en dessous de la surface libre, Le profil de vitesse est approximativement logarithmique.

Un écoulement permanent dépend généralement de trois variables, x, y, z, on l'appelle écoulement tridimensionnel. Pour un canal rectangulaire avec un lit et des parois (berges) verticales, la répartition schématique de vitesse ponctuelle, u (x, y, z), est donnée à la figure

- ✓ Si le même canal a une largeur, B, importante par rapport à la profondeur, h, on prend B > 5h : l'écoulement est bidimensionnel, sauf sur une petite distance proche des parois verticales.

Les calculs hydrauliques sont considérablement facilités si l'on admet que l'écoulement est unidimensionnel. On exprime donc la vitesse moyenne, U(x), dans la verticale ou dans la section par :

$$U = \frac{1}{h}\int_0^h u(z)\,dz \qquad \text{Où} \qquad U = \frac{1}{S}\int_0^B \int_0^h u(z)\,dz\,dy$$

- ✓ Pour déterminer la vitesse moyenne, U, dans une section, on donne les relations approximatives suivantes (voir Fig.I.5.).

U ≃ (0.8 à 0.9) u (formules de Prony).

U ≃ (0.2 à 0.0.8) u (formules de

l'USGS). U ≃ 0.4 u.

.

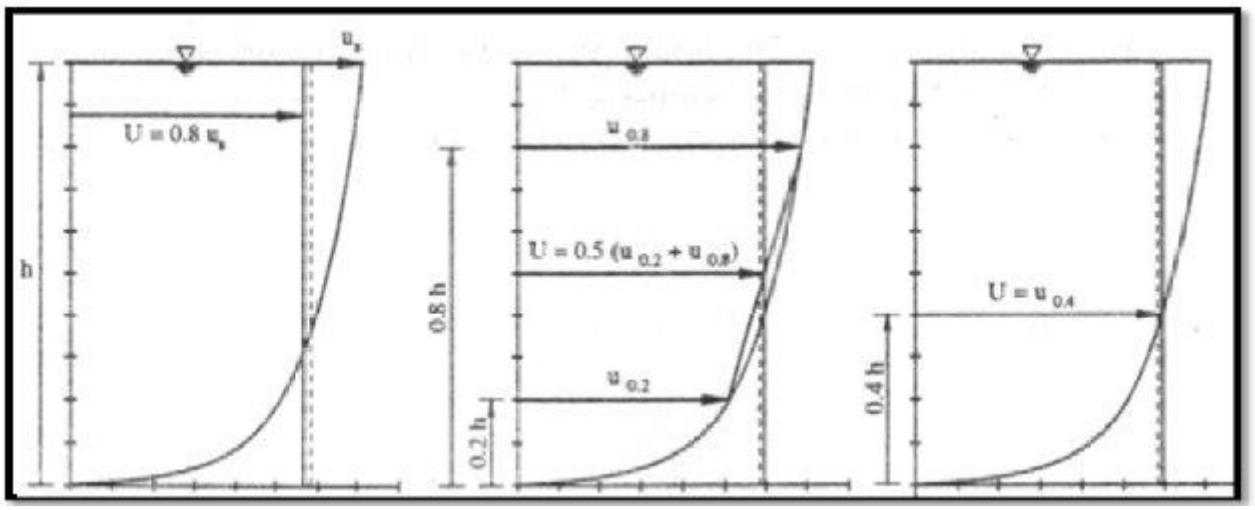


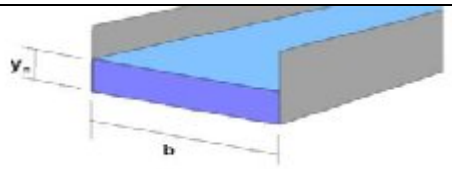
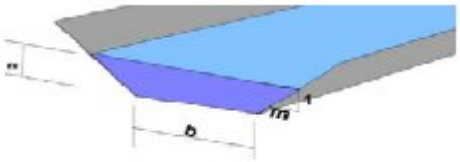
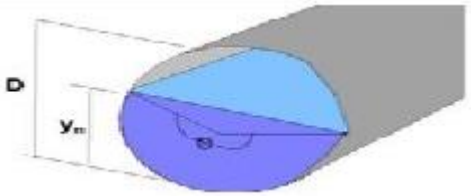
Figure. IV.11 : Répartition des vitesses en fonction de la hauteur

IV.4.6. Les paramètres géométriques

IV.4.6.1. Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum, pour un canal de pente Ju et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit maximum Qmax est celle où le rayon hydraulique Rh est maximal, et la section S est minimale. (Rh étant la surface mouillée Sm sur le périmètre mouillé Pm).

Tableau. IV.3 : Caractéristiques géométriques de quelques sections simples

Géométrie	Périmètre mouillé	Section mouillée
	$P = 2\ x\ y + b$	$S = b \times y$
	$P_m=2y_n\sqrt{1+m^2}+b$	$S_m= b\ y_n+m\ y_n$
	$P_m=y_n(1+\sqrt{1+m^2})$	$S_m=\frac{b}{2}y_n^2$
	$P_m=D\frac{\theta}{2}$	$S=\frac{D^2}{8}(\theta+\sin\theta)$ $\theta=2\arccos(1-\frac{2y_n}{D})$

IV.4.6.2. Calculs du rayon hydraulique maximal

On a: $$R_h = \frac{S}{P}$$

D'où :

Le rayon hydraulique sera maximum pour une valeur de P minimal.

Le périmètre soit min pour dP=0.

On a :

$$dS = h\,db + (b + m.h)\,dh = o$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5}\, dh = 0$$

Ces deux équations donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m$$

$$\beta = 2 \times \left(\sqrt{1 + m^2} - m\right)$$

IV.4.6.3. Calcul de la profondeur normal h_n

La valeur de ($\mathbf{h_n}$) on déterminé par la méthode itérative à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S.C.\sqrt{R}.\sqrt{I}$$

Avec :

S : Section mouillée,

C : coefficient de CHEZY,

R : Rayon hydraulique,

I : pente du canal.

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs à (b) et on détermine Q jusqu'à une valeur de débit très proche ou égale au Q_n

Par suite, on trace la courbe $Q = f(B)$ et on détermine la valeur de b(m) correspondante à Q_n , c'est-à- dire, on cherche b(m) pour le débit Q_{max} .

IV.4.6.4. Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes utilisées, parmi ses méthodes on a

- **Méthode graphique**

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h.

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde à une énergie spécifique et minimale. Donc, on construit le graphe de Hs = f (h), sachant que : Hs = Ep + Ec

Avec :

Ep : Energie potentielle est égale à h ; (E_P =h).

Ec : Energie cinétique ; (E_C =$V^2/2g$).

- **Méthode analytique d'AGROSKINE**

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est : $$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale *9.81 m /s²*.

Pour une canal rectangulaire :

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g.b^2}}$$

IV.4.6.5. Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C.S_{cr}.\sqrt{R_h.I_{cr}}$$

Donc : $$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2.S_{cr}^2 R_h}$$

IV.4.6.6. Ecoulement 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.5).

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

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

Avec : Ua=U, pour $r = r_0$ (cella implique que la vitesse axial, Ua, se confonde à peu prés avec la vitesse moyenne U).

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

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

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

$$\Delta z = \frac{B}{r_0}\frac{U^2}{2g}$$

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, $\Delta z = \Delta z_1 + \Delta z_2$, et 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 .

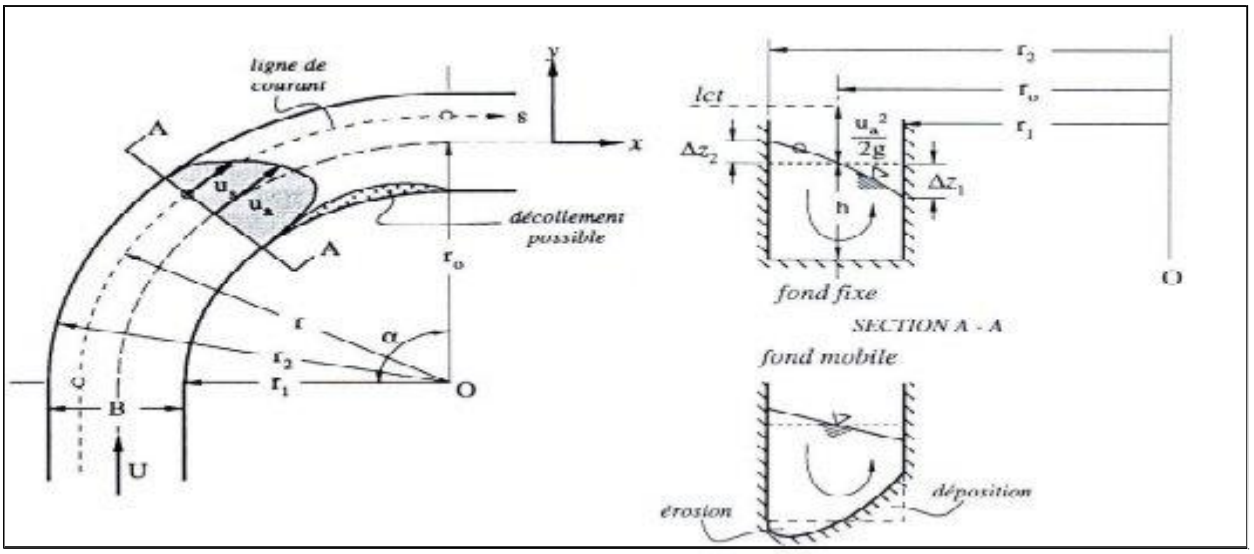


Figure. IV.12 : Ecoulement dans une courbe

IV.4.7. Les formules de calcul principales

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I}$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I}$$

Avec :

C : cœfficient de Chézy ($m^{0.5}/s$).

S : section mouille (m^2).

R_h : rayon hydraulique : $R_h = S/P$ (m).

I : pente de fond du canal.

IV.4.7.1.Détermination du cœfficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour détermination de cœfficient de Chézy :

- **Formule de PAVLOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y}$$

Avec :

C : cœfficient de Chézy ($m^{0.5}/s$).

n : la rugosité.

R_h : rayon hydraulique : Rh = S/P (m).

y : exposant déterminé.

- soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}\,(\sqrt{n} - 0.10)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{Si} \quad R < 1m$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{Si} \quad R > 1m$$

- **Formule d'AGROSKINE**

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R$$

Avec :

C : cœfficient de Chézy ($m^{0.5}/s$).

$R_{h:}$ rayon hydraulique Rh = S/P (m).

n : coefficient de rugosité

- **Formule de MANING-STRICKLER**

$$C = \frac{1}{n} . R^{\frac{1}{6}}$$

Avec :

C : cœfficient de Chézy ($m^{0.5}/s$).

$R_{h:}$ rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m).

n : coefficient de rugosité.

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s . R_h^{2/3} . I^{1/2}$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie.

- **Formule de PAVLOVSKI**

$$C = \frac{1}{n} R^{y}$$

Avec :

C : coefficient de chézy ($m^{0.5}/s$).

n : paramétrer de rugosité de Manning.

Rh : rayon hydraulique : Rh = S/P (m).

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75 - \sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.1)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$Y = 1.5\sqrt{n}$ ..... $R < 1m$

$Y = 1.3\sqrt{n}$..... $R > 1m$

- **Remarque :** pour notre calcul on a choisi la formule de **MANING-STRICKLERET** LA Formule de **PAVLOVSKI (**avec n=0.014**)**

IV.4.7.2. Calcul de la ligne d'eau

a) 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 :

$$\frac{U^2}{2g} + h + z = H$$

Et de l'équation de continuité :

$$Q = US$$

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

$$\frac{d}{dx}\frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx}$$

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

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \qquad \text{et} \qquad \frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)}{C^2 R_h}$$

Avec :

J_e *:* la pente énergétique.

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

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

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - 1}{1 - \frac{(Q/S)^2}{gS/B}}$$

b) Les méthodes de calcul de la ligne d'eau

Pour le tracé de la ligne d'eau, on peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- ✓ La méthode par approximation successive ;

- ✓ La méthode par intégration directe ;
- ✓ La méthode par intégration graphique.

Remarque :

pour notre étude on a utilise le logiciel **"CANAL21"** dont le principe de calcul simplifié d'écoulement à surface libre, ce logiciel est basé sue la première méthode (La méthode par approximation successive), il permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométries simplifiées.

IV.5 .Choix des paramètres de dimensionnement

IV.5.1.La pente de projet

Le choix de la pente de projet relève d'une grande importance avant de procède 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 moyen d'une façon à avoir le nombre minimal du tronçon avec les mémés pentes et des vitesses admissibles (limites d'érosion des parois du canal fermé en béton arme).

Tableau. IV.4 : Pente du radie du canal

N° du tronçon	Profil début	Profil final	J (m/m)
1	Piquet 2	Piquet 14	0.0158
2	Piquet 14	Piquet 17	0.0143
3	Piquet 17	Piquet 27	0.0170
4	Piquet 27	Piquet 37	0.0066
5	Piquet 37	Piquet 42	0.0067
6	Piquet 42	Piquet 48	0.0066
7	Piquet 48	Piquet 64	0.0066
8	Piquet 64	Piquet 76	0.0067
9	Piquet 76	Piquet 86	0.0063

Remarque : d'après le tableau on constate que les pentes de terrain naturelle avec le suivre du tracé de la trajectoire présenté dans les planches 2 et avec la dénivellation du fond on trouve des pentes très proche si que nous limite le choix pour les deux pentes moyen pour deux tançons.

1er tronçon : pt2-pt27 ➔ (Km 0+0.00 m au Km 0+204.42 m)

2ème tronçon : pt27-pt86 ➔ (Km 0+204.42 m au Km 0+665.68 m)

Tableau. IV.5 : Pente de projet choisie

N° du tronçon	Profil début	Profil final	I (m/m)
1	Piquet 2	Piquet 27	0.015
2	Piquet 27	Piquet 86	0.0065

IV.5.2. Choix de la section

L'étude hydrologique a donné les débits moyens de crue 115.96, 105.77, 81.21 et 91.99 m3/s pour les fréquences 0.1, 0.2, 0.5 et 1 % respectivement établé par les des formules de **Turazza (01)**, **Turazza (02), SOKOLOVSKY, Giandotti**. Ces débits son optimale pour une section proche de 24 m^2.

- Pour le dimensionnement et les calculs hydraulique on choisir le débit maximal pour une fréquence de 1% comme un débit de crue car notre ouvrage d'aménagement très important et réalisé pour un objectif de longue terme.
- Notre choix portera sur la section rectangulaire d'une largeur B = 8 m (si la largeur approximativement moyenne du lit de l'oued) et une hauteur H calcul.
- selon la précaution génie civil pour une tell variante comme la notre (canal ferme en béton arme), une section d'une largeur de 8m on doit partage en deux section pour chaque sections une largeur de 4m c'est à dire la construction de deux canaux en parallèle.

IV.5.3. Calcul de la profondeur final du canal 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 :

$$H=\Delta H+\Delta Z+Hn$$

Où :

ΔZ : Hauteur due a la surélévation 'écoulement dans courbe' [m].

ΔH : Marge de sécurité [m].

Hn: Hauteur normale [m].

IV.5.4.Calcul du débit maximal dans chambre du canal ferme

Dans chaque chambre du canal ferme on suppose il passera un débit maximal selon la formule suivante :

$$Q^{max\ une}_{1\ \ canal} = e * \left(\frac{\text{[illegible] \%}}{\text{[illegible]}}\right)$$

$Q^{max\ une}_{1\ \ canal}$: débit crue maximal passera dans chaque canal d'aménagement.

ε : Coefficient de contraction latérale (0.9, 1).

Qmax frq 1% : Débit de crue maximal adopte pour une fréquence de 1%.

Tableau. IV.6 : Calcul du débit de crue maximal passera dans chaque canal d'aménagement

Fréquence	**[illegible] (m^3/s)**	ε	**$Q^{max\ en}_{1\ \ canal}$ (m^3/s)**
1%	115.96	1	57.98

IV.5.5. Calcul des caractéristiques hydraulique du canal

➔ **Tronçon n°1 : (pt 2 - pt 27)**

Q= 57.98 x 2 m^3/s

Longueur du tronçon : 204.42 m avec b = 4x2m

Abcisse = 0.0 m

Cote amont = 17.0 m

Nombre de pas = 500

H aval = 2.78 m

H amont = 1.67

<u>* Aménagement projeté :</u> canal ferme en béton arme avec deux chambres à écoulement surface libre

Tableau. IV.7 : Le descriptif de la ligne d'eau dans le canal (PT2-PT27)

N° Section	X (m)	ZF (m)	Z (m)	Hn (m)	V (m/s)	Nombre de Froude	Régime	PM m)	S (m2)	LM (m)	I (m/m)	HSC (m)	Hc (m)	HS (m)	J (m/m)
0	0	17	18.67												
40	16.35	16.75	18.43												
60	24.53	16.63	18.31												
100	40.88	16.39	18.06												
140	57.24	16.14	17.82												
180	73.59	15.89	17.57												
220	89.94	15.65	17.32												
240	106.3	15.52	17.2	1.67	8.64	2.13	Torr	7.35	6.71	4	0.015	4.16	2.77	5.48	0.015
280	114.48	15.28	17.08												
300	122.65	15.28	16.96												
340	139.01	15.03	15.59												
280	155.36	14.79	16.34												
420	171.71	14.54	16.1												
460	188.07	14.17	15.85												
500	204.42	13.93	15.6												

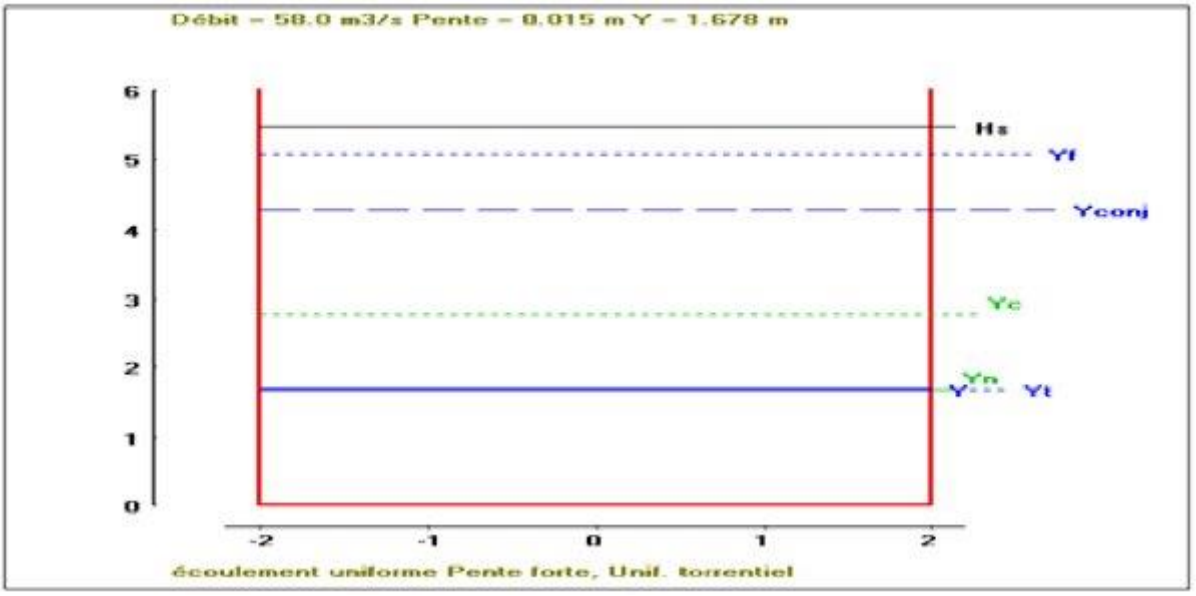


Figure. IV.13 : Section transversale PT2-PT27

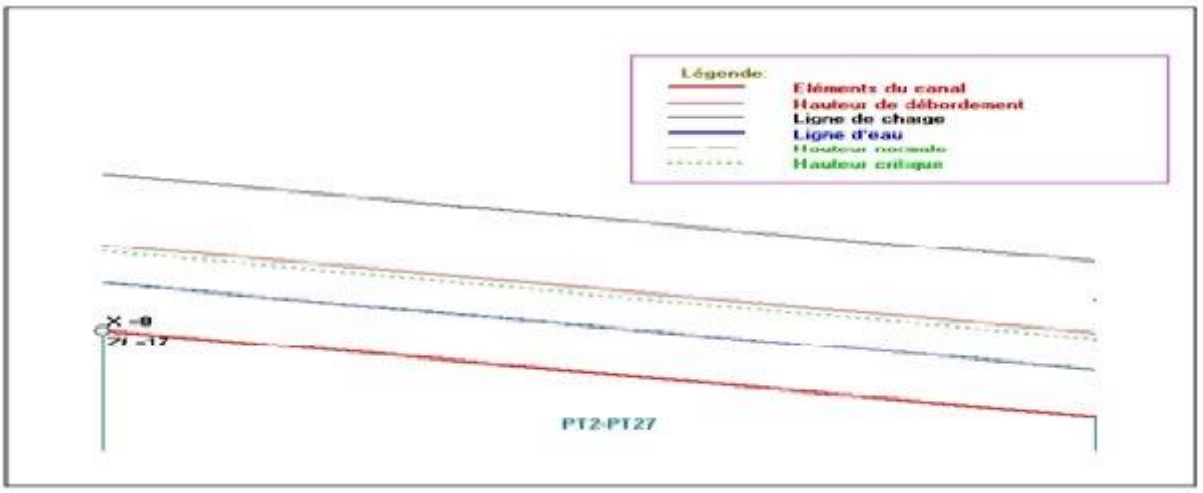


Figure. IV.14. Schéma de la ligne d'eau type S_3

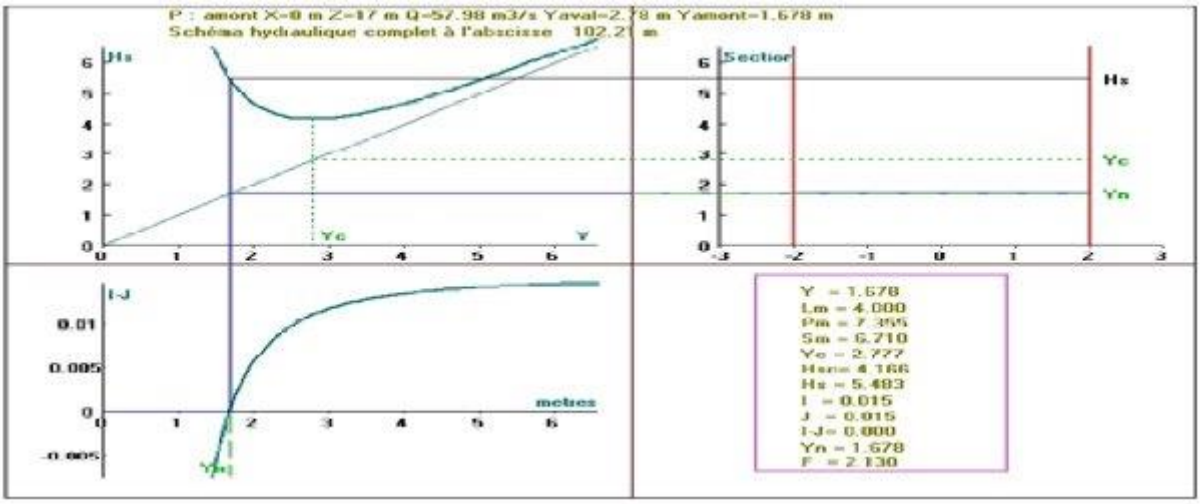


Figure. IV.15 : Schéma hydraulique complet à l'abscisse 102.21 m

➔ Tronçon n°2 (pt 27 - pt 86)

Q= 57.98 x 2 m^3/s

Longueur du tronçon : 461.26 m avec b=4x2m

Abcisse = 204.42 m

Cote amont = 13.8 m

Nombre de pas = 600

H aval = 2.8000 m

H amont = 2.2937

* Aménagement projeté : canal ferme en béton arme avec deux chambres à écoulement surface libre

Tableau IV.8 : montre la descriptif de la ligne d'eau dans le canal (PT27-PT86)

N° Section	X (m)	ZF (m)	Z (m)	Hn (m)	V (m/s)	Nombre de Froude	Régime	PM m)	S (m2)	LM (m)	I (m/m)	HSC (m)	Hc (m)	HS (m)	J (m/m)
0	0	13.8	16.1	2.29	6.32	1.33	Torr	7.35	6.71	4	0.0065	4.16	2.77	4.32	0.015
40	30.75	13.6	15.9												
80	61.5	13.4	15.7												
120	92.25	13.2	15.5												
160	123	13	15.3												
200	153.75	12.8	15.09												
240	184.5	12.6	14.9												
280	215.25	12.4	14.7												
320	246.76	12.2	14.5												
360	276.76	12.01	14.29												
400	307.51	11.8	14.09												
440	338.26	11.6	14.89												
480	369.01	11.4	13.69												
520	399.76	11.2	13.48												
560	430.51	11.02	13.27												
500	461.26	10.8	13.09												

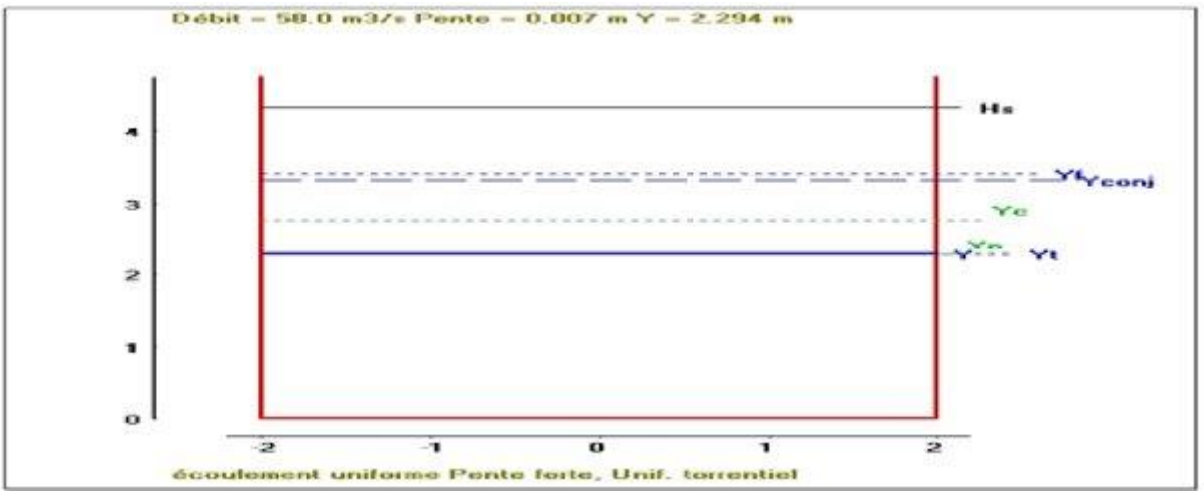


Figure. IV.16 : section en transversale PT27-PT86

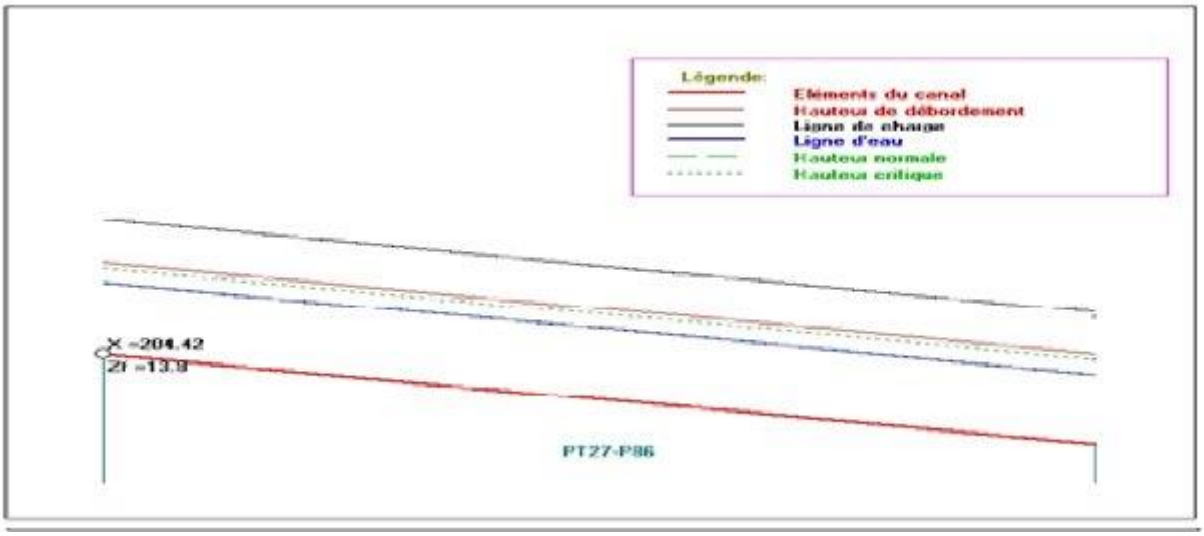


Figure. IV.17 : Schéma de la ligne d'eau type S_3

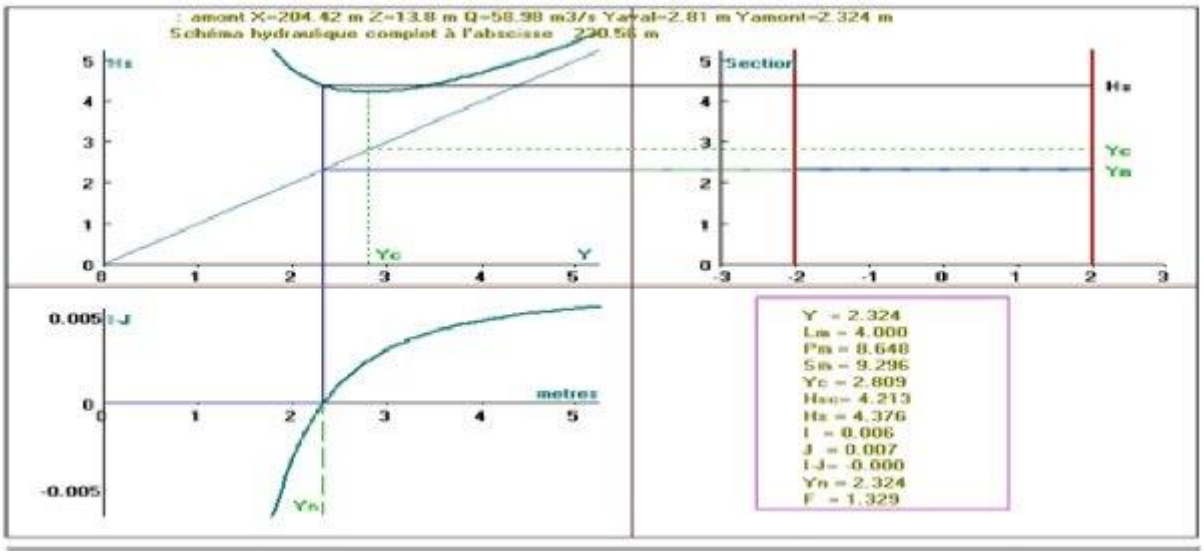


Figure. IV.18 : Schéma hydraulique complet à l'abscisse 230.63 m

Tableau. IV.9 : Le descriptif de la ligne d'eau dans toute la longue du canal

N° Section	X (m)	ZF (m)	Hn (m)	V (m/s)	J (m/m)	Nombre de Froude	Régime	Hc (m)	Pm (m)	Sm (m2)	Lm (m)	I (m/m)	Hsc (m)	HS (m)	Z (m)
0	0	17	1.68	8.7	0.014	2.12			7.36	6.7		0.015		5.47	18.68
20	44.93	16.32	1.67	8.63	0.015	2.12			7.5	6.7		0.015		5.47	18
87	134.78	14.97	1.67	8.63	0.015	2.12			7.5	6.7		0.015		5.47	16.6
87	195.43	14.06	1.67	8.63	0.015	2.12	Torr	2.77	7.35	6.7	4	0.015	4.16	5.48	16.7
89	199.93	14	1.67	8.63	0.015	2.13			7.33	6.71		0.015		5.48	15.6
91	201.42	13.93	1.72	8.42	0.014	2.05			7.44	6.88		0.015		5.48	15.5
100	222.16	13.81	1.91	7.58	0.01	1.75			7.82	7.64		0.0065		5.33	15.15

Suite du tableau **Tableau. IV.9 :** Le descriptif de la ligne d'eau dans toute la longue du canal

N° Section	X (m)	ZF (m)	Hn (m)	V (m/s)	J (m/m)	Nombre de Froude	Régime	Hc (m)	Pm (m)	Sm (m2)	Lm (m)	I (m/m)	Hsc (m)	HS (m)	Z (m)
140	**310.85**	**13.24**	**2.06**	**7.02**	**0.0086**	**1.65**			**8.12**	**8.25**		**0.0065**		**4.84**	**14.72**
180	**399.57**	**12.66**	**2.17**	**6.68**	**0.0075**	**1.44**			**8.33**	**8.6**		**0.0065**		**4.57**	**14.2**
220	**488.27**	**12.08**	**2.23**	**6.49**	**0.007**	**1.38**	**Torr**	**2.77**	**8.46**	**8.93**	**4**	**0.0065**	**4.16**	**4.44**	**13.74**
260	**576.98**	**11.51**	**2.26**	**6.39**	**0.0067**	**1.35**			**8.51**	**9.06**		**0.0065**		**4.38**	**13.2**
300	**665.58**	**10.93**	**1.68**	**6.62**	**0.0065**	**1.33**			**7.36**	**6.7**		**0.0065**		**5.47**	**18.68**

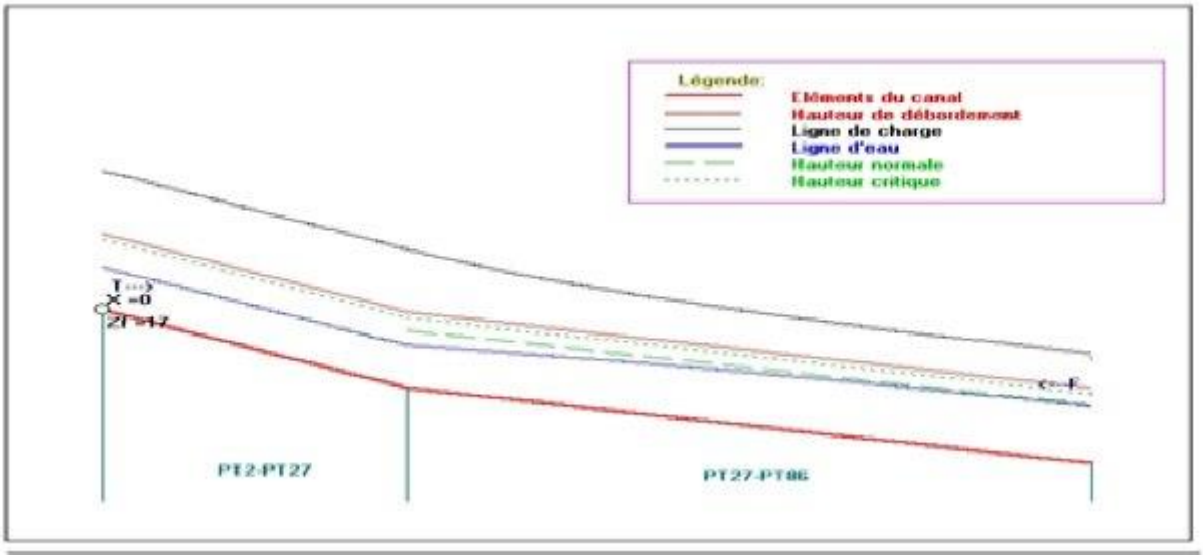


Figure. IV.19 : Schéma de la ligne d'eau type S_3

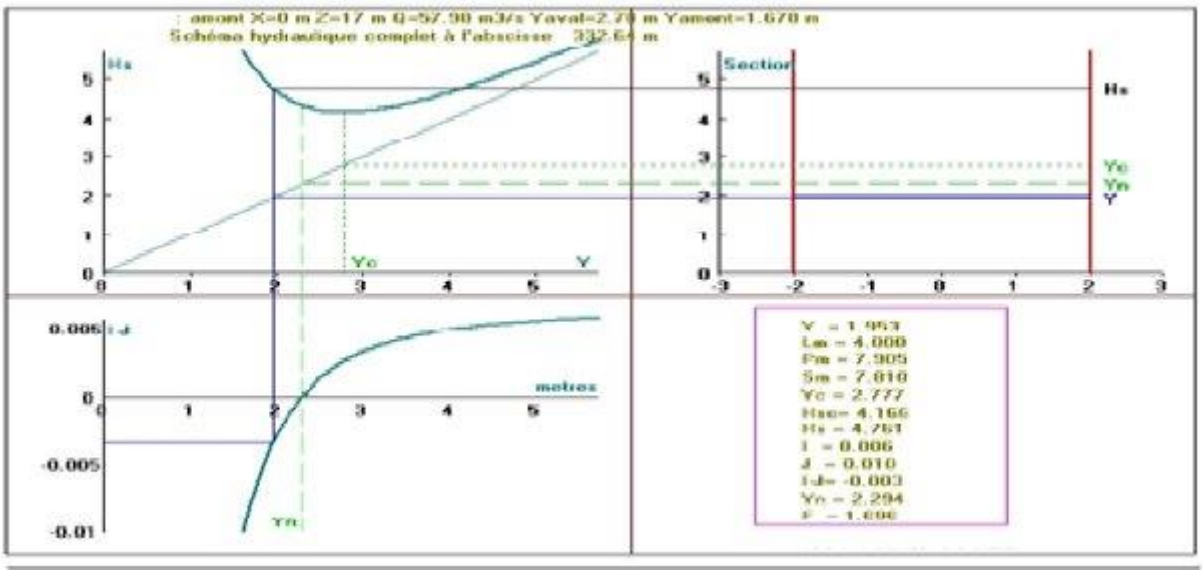


Figure. IV.20 : Schéma hydraulique complet à l'abscisse 332.64 m

Tableau IV.10 : Montre la valeur de vitesse moyenne limite d'érosion pour lites consolides

Soutènements	**Vitesse admissible (m/s)**
Revêtement en béton arme	6.0 - 10.0

Conclusion : d'après notre calculs ; les vitesses dans le canal varient entre **6.62 m/s** et **8.7 m/s** et selon *les valeurs acceptables* montre dans le tableau. IV.10, **les vitesses sont admissibles**.

IV.5.6. Dissipation d'énergie

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1{,}0 \leq Fr \leq 1{,}7$ Ressaut ondulé.

$1{,}7 < Fr \leq 2{,}5$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

$2{,}5 < Fr \leq 4{,}5$ Ressaut oscillant.

$4{,}5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre calcul, on a :

Tronçon n°1 : Fr_1=2.13

Tronçon n°2 : Fr_2=1.33

Donc : **un ressaut faible.**

Remarque :

- Au début du canal d'aménagement on construit un ouvrage d'entré en béton armé avec les dimensions (B=19.70 m, b=8.20 m, L= 5.68 m).
- en constitue une butée d'ancrage de l'ouvrage d'entré en béton armé (1.5x0.5) m

IV.5.7.Calcul de la surélévation

On remarque que la trajectoire du canal d'aménagement de l'Oued EL KANTARA est marquée par un itinéraire sinueux dont le calculer de la surélévation est évident (dans point

k1, k2, k3 et k4. Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau. IV.11** et le **tableau. IV.12** pour les deux canaux.

Tableau IV.11 : Calcul des surélévations dans le premier canal

Nome de la courbure	Courbe		U (m/s)	r_0 (m)	r1 (m)	r2 (m)	dZ1 (m)	dZ2 (m)	$\Delta z = \Delta z_{max}$ (m)
	Début courbure (m)	Fin courbure (m)							
K1	95.68	165.68	8.63	47.8	45.53	50.1	0.17	0.19	0.19
K2	245.68	300.64	7.35	57.34	54.6	59.32	0.09	0.14	0.14
K3	383.34	440.15	6.78	69.35	67.25	71.25	0.06	0.07	0.07
K4	440.15	520.15	6.44	52.17	50.3	54.4	0.09	0.08	0.09

Tableau IV.12 : Calcul des surélévations dans le deuxième canal

Nome de la courbure	Courbe		U (m/s)	r_0 (m)	r1 (m)	r2 (m)	dZ1 (m)	dZ2 (m)	$\Delta z = \Delta z_{max}$ (m)
	Début courbure (m)	Fin Courbure (m)							
K1	95.68	165.68	8.63	54.1	52.4	56.29	0.15	0.18	0.18
K2	245.68	300.64	7.35	52.1	50.4	54.6	0.13	0.09	0.13
K3	383.34	440.15	6.78	73.7	71.5	75.7	0.06	0.07	0.07
K4	440.15	520.15	6.44	47.8	45.6	49.9	0.09	0.10	0.1

IV.5.8. 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 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.

Pour le dimensionnement de notre canal la marge de sécurité, ΔH , choisie est de l'ordre de 70 cm pour des percussion économique .

IV.5.9.Calcul de la profondeur final du canal

La profondeur final c'est la profondeur de projet, pour des raisons d'exécution on a majores les valeurs trouvées précédemment pour facilité la tache de réalisation les profondeurs final du canal sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.13 : Les calculs de la profondeur finale du canal (H)

Profil début (m)	profil fin (m)	Y (m)	dH (m)	Dz (m)	H (m)	Hmoy (m)	H max (m)
Piquet 2	Piquet 15	1.68	0.7	0	2.38	2.71	3
Piquet 15	Piquet 21	1.68	0.7	0.19	2.57		
Piquet 21	Piquet 27	1.68	0.7	0	2.38		
Piquet 27	Piquet 35	1.85	0.7	0	2.55		
Piquet 35	Piquet 43	2.01	0.7	0.14	2.85		
Piquet 43	Piquet 49	2.13	0.7	0.07	2.9		
Piquet 49	Piquet 50	2.19	0.7	0	2.89		
Piquet 50	Piquet 65	2.21	0.7	0.1	3		
Piquet 65	Piquet 86	2.26	0.7	0	2.86		

Remarque :

- ✓ Dans notre dimensionnement, on cherche à avoir un dimensionnement standard (la même section) tout le long du canal et comme précaution de sécurité, on dimensionne notre canal avec la plus grande section calculée.
- ✓ Pour notre cas, on a pris une largeur constante B= 4 x 2 m tout le long du canal et la plus grande hauteur du calcul. Selon le tableau IV.13 la hauteur maximale est : Hmax = 3 m.

IV.6. Etude génie civil et ferraillage du canal d'aménagement

IV.6.1.Objectif

Cette partie a pour but essentiel de connaitre l'état de l'ouvrage du point vue stabilité après avoir définir toutes les charges soumises par canal ferme en béton arme, puis on procède au calcul des armatures nécessaires pour notre ouvrage en question.

IV.6.2.Etude de la stabilité au glissement et au renversement.

IV.6.2.1.Définition des charges

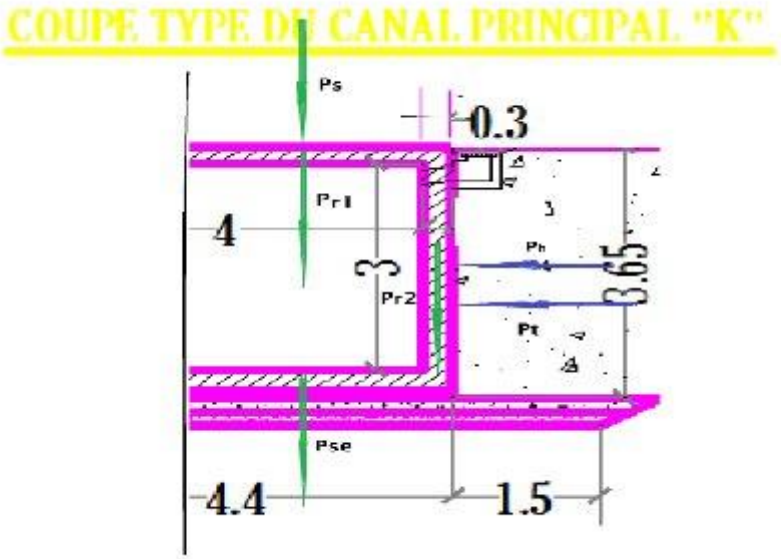


Figure. IV.21 : Schéma des forces agissantes sur le canal d'aménagement

Remarque :

Le calcul de stabilité se fait dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire pour le canal est vide.

Les tableaux suivants résument le calcul des différentes charges soumises par l'ouvrage ainsi la vérification de la stabilité au glissement et au renversement.

Tableau. IV.14 : Calcul des différentes forces agissant sur le canal principal « k »

Forces		**Formules**	**Remarque**	**résultats**	**Unités**
forces verticales	Poids du voile	$P_{r2} = \gamma_b . V_r$	Vr : Volume du mur pour 1 m	2.74	T.f
	Poids la semelle	$P_{se} = \gamma_b . V_s$	Vs : volume de la semelle pour 1 m	3.32	T.f
	Poids des surcharges	$P_s = \gamma_s . S_r\ l_s$	S_r : surcharge ; S_r = 1 t/m²	4.4	T.f
	Poids du dal	$P_{r1} = \gamma_s . V_t$	V_t: Volume des terres sur la semelle pour 1m	3.32	T.f
forces izontales	Poussée des terres	$F_h = A_p . \gamma_s . H^2/2 . l_s$	$Ap = tg^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 0.33$ °	3.95	T.f
	Poussée des surcharges	$F_t = A_p . S_r . H$	$S_r = l$ t/m^{20}	5.3	T.f

Tableau. IV.15 : Calcul de stabilité au glissement et au renversement

Nom du canal	Stabilité	conditions de vérification	résultats de stabilité	Observation
Canal « k »	Stabilité au glissement	$F_H / F_V < f = 0,8$	0,67	Les conditions de stabilité sont vérifiées pour le canal vide.
	Stabilité au reversement	Ms/Mr > 2	2,66	

Remarque:

- f : coefficient qui dépend des caractéristiques du sol, tel que l'angle de frottement φ et la cohésion C obtenus par l'essai de cisaillement.
- FH et FV : la somme des forces respectivement horizontales et verticales.
- Ms et Mr : la somme des moments des forces respectivement stabilisatrices et déstabilisatrices par rapport au point O.

IV.6.3. Stabilité au poinçonnement

La condition pour vérifier la stabilité au poinçonnent est donné comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{ఇ} = \dfrac{\square}{ఇ\square\square\square} + 6\dfrac{\square}{ఇ\times\square} \\ \sigma_{ఇ} = \dfrac{N}{100B} - 6\dfrac{M_{ఇ}}{b \times B^{ఇ}} \end{cases}$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M G : Somme de moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

[illegible] : Contrainte maximale que peut supporter le sol qui support la base du radier, cette contrainte se détermine par les essais in situ tel que Pénétromètre dynamique.

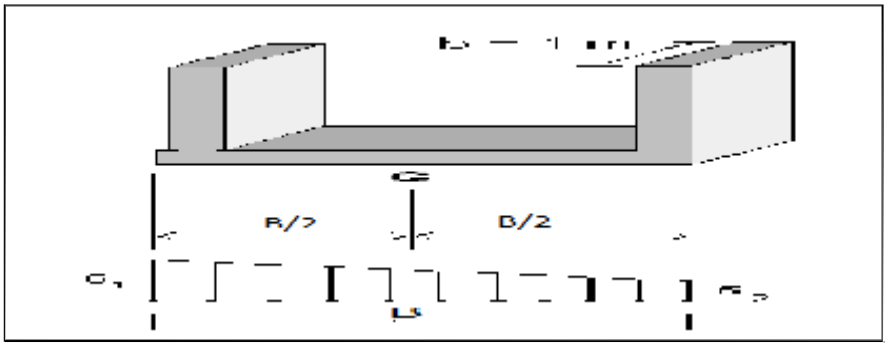


Figure. IV.22 : Schéma du diagramme des contraintes créé

Le résultat de calcul de stabilité au poinçonnement est représenté comme le montre le tableau suivant :

Tableau. IV.16 : Calcul de stabilité au poinçonnement pour le canal « k »

Contraintes	**Résultats**	**Unité**	**Vérification**	**Observation**
σ1	0.313	bars	M_G =0.118	Les conditions de stabilité sont vérifiées pour le canal vide.
σ2	0.297	bars		
σ_{sol}	d'après l'essai de compression σ_{sol} =2,5 (Selon ARNH)	bars	σ1 et σ2< σsol	

IV.6.4.Etude du ferraillage et des matériaux de construction

Dans la présent partie nous allons calculer les armatures nécessaires pour canal d'aménagement afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée de l'eau, le poids propre de la structure,…etc.

Notre canal d'aménagement sera constitué en béton armé. Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier par contre résiste mal à la compression et bien à la traction mais il est plus cher que le béton.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifient (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton).

Il existe aussi des adjuvants appelés hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable. Nous aurons besoin dans notre calcul, des dimensions de différentes composantes du canal calculées dans la partie du calcul hydraulique.

Remarque :

En utilisé le programme de robot structural c'est un programme pour faire les calculs de la section des aciers nécessaire pour chaque section du béton et leur représentation dans chaque bloc

- Les résultats calculent selon a l'état limite ultime (ELU).
- Les tableaux des nomenclatures et la représentation des aciers sont montre dans les tableaux annexes III

Conclusion

D'après ce chapitre on a conclue qu'il y a dans notre canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique avec un profil de meilleure conductivité qui véhicule le débit maximum pour un canal de pente J et de coefficient de rugosité n=0.014, et une section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique Rh est maximal et la section S est minimale.

On parallèle ce chapitre nous permet de vérifier la stabilité de notre ouvrage ainsi que de calculer les armatures nécessaires pour le bon fonctionnement de notre canal d'aménagement dans les conditions les plus défavorables, et d'après les résultats obtenus on peut dire que notre ouvrage est largement stable.

CHAPITRE V :

ORGANISATION DE CHANTIE

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles et les plus brefs délais les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice et aussi pendant l'exécution des projets. Elle représente même les travaux de préparation des plans, et faire les devis estimatifs

Tous les chantiers de travaux publiques sont situés dans la nature ils seront donc toujours influencés d'une part par la configuration du terrain (la géographie) et d'une autre part par les conditions économiques, sociale et climatique liées aux travaux en plein air.

V.1. Les installations fixes de chantier sont destinées

- Aux personnels.
- Au stockage des matériaux.
- A l'entretien et à la réparation des engins.
- A la préfabrication de certains éléments des ouvrages à construire.

En ce qui concerne l'exécution des terrassements qui sont l'une des branches les plus importantes sur n'importe quel chantier, les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, les bâtis, les grands ouvrages….etc.

Actuellement, les tendances principales du développement des machines de la construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l' augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, ainsi que la création des machines de petite mécanisation, la mise en application de la mécanique complexe.

Dans notre projet, on va faire une étude pour l'estimation des volumes des déblais et bétonnage (avec dimensionnement des différentes parties du canal ferme en béton arme) et les volumes des remblais dans les différentes phases.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement,
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient,
- ✓ Répartir et coordonner les taches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée,
- ✓ Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

V.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

V.2.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

V.2.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

V.2.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

On résume par la figure montre Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier dans annexe I V

V.3. Description de projet

Notre projet est une étude d'aménagement, il est divisé en deux principaux ouvrages, de point de vue construction, et de point de vue travaux on peut citer trois types des travaux, travaux de maçonnerie, travaux de terrassement et remblayage, et compactage.

Donc on fait évaluer c'est travaux la de point de vue volume, et on va les transformer en coût a l'aide des prix unitaire, pour avoir le devis estimatif de ce projet.

Dans cette étude on a l'occasion aussi d'étudier les engins nécessaires pour les différents travaux et déterminer leurs rendements et leurs efficacités d'utilisation.

Pour le projet on a choisi l'étude par ouvrages, c'est à dire détermination des volumes des travaux en partant par une organisation par ouvrage

V.3.1. Réalisation de la variante d'aménagement

La bonne connaissance du site de l'oued et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution à du canal d'aménagement et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

V.3.1.1. Les moyens de chantier

a)- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

b)- Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type d'ouvrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

c)- Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des grands canaux en béton arme, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions.

V.3.2. Engins utilisés

Avant de commencer la construction de l'ouvrage de la canald'aménagement il faut faire les travaux de découpage des opérations.

La première opération pour la construction c'est le découpage de terre végétale sur des faibles profondeurs.

Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice.

V.3.2.1. La niveleuse

La niveleuse automotrice est constituée de :

- un tracteur à roues prolongées vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux roues directrices commandées depuis le tracteur.
- toutes les roues sont inclinables sur leur essieux pour permettre à la niveleuse de se déplacée en toute terrain.
- une couronne circulaire
- une lame (outil de travail monté sur la couronne).

➢ **Principe de fonctionnement**

La lame est montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplace dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne.

En faisant pivoter le bras portant la couronne on peut donner à celle ci une inclinaison.

Les deux mouvements combinés de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions possibles dans l'espace.

Cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de l'engin et lui permet d'effectuer une gamme de travaux.

V.3.2.2. Dozer

C'est un tracteur muni d'une lame à l'avant, cette lame est mobile dans certains sens d'ou on aura les angledozers et les tipdozers

➢ **Description de la lame**

La lame est concave de largeur supérieure à la largeur de l'engin qui la porte, elle est en acier dur et renforcer à sa base par une partie en acier au manganèse, elle est fixée au

châssis de l'engin à l'aide d'un cadre robuste son mouvement est commandé soit par câbles, soit par vérins hydrauliques..

- Si la lame peut s'abaisser et s'élever verticalement on a le bulldozer ;
- Si en plus la lame peut prendre des positions obliques en pivotant autour d'un axe vertical on à l'angledozer ;
- Si en plus, on peut faire pivoter la lame autour d'un axe horizontal c'est à dire faire plus ou moins avancer son bord supérieur on a le tipdozer.

Les dozers sont munis de lame à joues à leurs extrémités latérales de manière à réduire les pertes de matériaux durant le déplacement.

- **Emploi des dozers**

C'est un engin pouvant faire tout à la fois : il peut extraire, pousser, transporter (sur faible distance) et régaler les terres (mettre à niveau égal).

Les usages les plus fréquents des dozers sont :

- La préparation des terrains, défrichement et débroussaillage, en plus l'abattage des arbres ;
- Les terrassements ;
- Nivellement des matériaux misent en dépôt par d'autres engins ;
- Creusements des faussées, dressage des talus, démolition des maçonneries, remblayage des troues ou de tranchées, déblayage des obstacles variés ;

Equipements utilisant la poussée des tracteurs dozers

Les dozers utilisent la puissance de poussées de tracteurs pour :

- **Le déroctage :** Il s'agit d'enlever des gros blocs de rochés. A la place de la lame du dozer, on monte à l'avant du tracteur un râteau muni des dents d'attaque en acier spécial (dur), ces dents disloquent les roches, les extraire et les transportés ;
- **Défrichement :** C'est encore un râteau monté à l'avant de l'engin mais moins dur que le précédent (celui de déroctage), il est destiné à arracher les racines tout en préservant la terre végétale ;
- **Chasse-neige :** On remplace la lame par une étrave ;
- **Abattage :** On monte à l'avant du tracteur un bras porte fourches, qui sert à prendre appuis sur l'arbre plus haut que pourrait le faire la lame et en augmentant le bras de levier il permet d'abattre l'arbre.

V.3.2.3. Pelle hydraulique équipée en rétro

Engin de terrassement sur roues ou sur chenilles, utilisant, pour excaver ou charger des matériaux, un godet situé à l'extrémité d'un bras. Les déplacements du bras et du godet peuvent être animés par une transmission hydraulique (pelle hydraulique) ou par des câbles (pelle à câble).

Dans la partie d'exécution des déblais (l'excavation de la tranche de la semelle) on utilise une pelle hydraulique équipée en rétro

Constitution :

Elle est constituée de :

- Un chassie porteur ou Truck.
- Une cabine monté sur le truck et pivotant autour d'un axe vertical grâce à un chemin de roulement circulaire (couronne de galet).
- Des vérins hydrauliques qui jouent le rôle de la flèche et du bras dans le cas d'une pelle mécanique.
- Un godet muni des dents d'attaques en acier au manganèse très dure.

V.3.2.4. La Bétonnière

Elle est utilise pour le mélange est la fabrication de béton a base de gravier de sable d'eau est de ciments selon leurs dose et leur destination, on a soit des bétonnières simple ou autre appelé pompe a béton, dont voici quelque schémas :

V.3.2.5. Matériel de compactage

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et le bien compacté. Même chose pour le remblayage des cases entre les ceintures et le coffrage perdu. Donc on a besoin d'un engin de compactage. on peut utiliser les compacteurs à rouleau lisse au à pie mouton.

V.3.2.6. Camions

Ils seront utilisés pour l'évacuation des déblais mais aussi pour le transport des sables et graviers vers le chantier.

Remarque : les figures des Engins choisie pour la réalisation de notre ouvrage sont montre dans annexe I V

V.4. Succession des opérations du chantier

V.4.1. Travaux préparatoires

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

V.4.2. Exécution de l'ouvrage

- Terrassements et Excavation du canal.
- Construction du canal (coffrage, ferraillage, coulage du béton).
- Mise du Remblai bien compacte au deux couté du canal.

V.4.3. Devis des différents volumes des travaux

Tableau. V.1 : Devis quantitatif estimatif des différents travaux

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF POUR LA 3 EME VARIANTE (CANAL FERME EN BE'TON ARME')					
N°	**DESIGNATIONS**	**Unité**	**Quantité**	**Prix Unitaire**	**Prix total Nouveau marché**
INSTALATION DU CHANTIER		F	1	4 000 000.00	4 000 000.00
TERRASSEMENTS GENERAUX					
1	Déblais meuble mis en dépôt pour l'encrage du canal	m3	38 755.6	400.00	15 502 240.00
2	Remblai bien compacté couche sur couche pour les deux coute du canal	m3	14 977.51	500.00	7 488 755.00
3	Remblai d'empunt en T.V.O compacté sous radie couche (10cm ;béton de propreté).	m3	1 198.22	500.00	1917155.01
4	Remblai d'empunt en T.V.O compacté sous radie couche (20cm ; gravier)	m3	2 396.45		
5	Remblai d'empunt en T.V.O compacté sous radie couche (20cm ;sable)	m3	2 39.645		
6	volume excédentaire	m3	23 778.09	1250.00	29722612.5
7	Volume du béton dosé à 350 kg/m^3	m3	5 005.91	9 000.00	45 045 000.00
Génie civil					
8	Réalisation des Ferraillage du canal de forme rectangulaire ferme en béton armé, y compris coffrage et ferraillage en T14, T12 et T10 15x15cm, dimensions b=4*2m, h=3m d'épaisseur 30cm, y compris joints water-stop tout les à chaque 10m entre les blocs	M3/ML	85 420	5.00	427100

Suite du tableau. V.1 : Devis quantitatif estimatif des différents travaux	
TOTAL (HT)	104111053
TVA (17 %)	17698878.9
TOTAL (TTC)	**121809931**

V.4.4. Planning et phasage des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (programme évaluation reviewtechnique) est une méthode ou les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

V.4.4.1. Définitions des tâches et leurs durées

* La construction du canal d'aménagement

Les tâches de construction du canal ferme d'une masse en béton arme leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant.

Tableau. V.2 : Temps de réalisation des opérations du canal d'aménagement

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Déplacement des conduites AEP et annulation des petits canal existant	2
D	Mise de Remblai d'empunt en T.V.O. (la couche de sable compacté)	1
E	Mise de Remblai d'empunt en T.V.O. (la couche de gravie compacté)	1
F	Mise de Remblai d'empunt en T.V.O (Coulage du béton de propreté)	2
X	Coffrage Ferraillage d'ouvrage d'entre	2
Z	Coulage du béton d'ouvrage d'entre	1
G	Coffrage Ferraillage de la semelle	20
H	Coulage du béton pour les semelles.	6
L	Coffrage Ferraillage des voiles pour chaque bloc (N°=67 blocs)	3 x 67
M	Coulage du béton des voiles pour chaque bloc (N°=67 blocs)	2 x 67
N	Coffrage Ferraillage de la génératrice supérieure pour chaque bloc (N°=67 blocs)	2 x 67
O	Coulage du béton de la génératrice supérieure pour chaque bloc (N°=67 blocs)	1x67
P	Remblayage et compactage des fouilles des deux cotes du canal.	20
K	Maçonnerie et finition générale.	16
R	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

V.4.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation du canal ferme en béton arme

Tableau. V.3 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération d'aménagement de l'oued El Kantara

Opérations	Précède	Succède
A	B	-
B	C	A
c	DEF	B
D	G	C
E	G	C
F	G	C
G	H	EFD
X	Z	G
Z	LN	X
H	X	G
L	M	Z
M	P	L
N	O	Z
O	P	N
P	K	MO
K	R	P
R	-	K

V.4.4.3. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Avec :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\text{ET} : \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

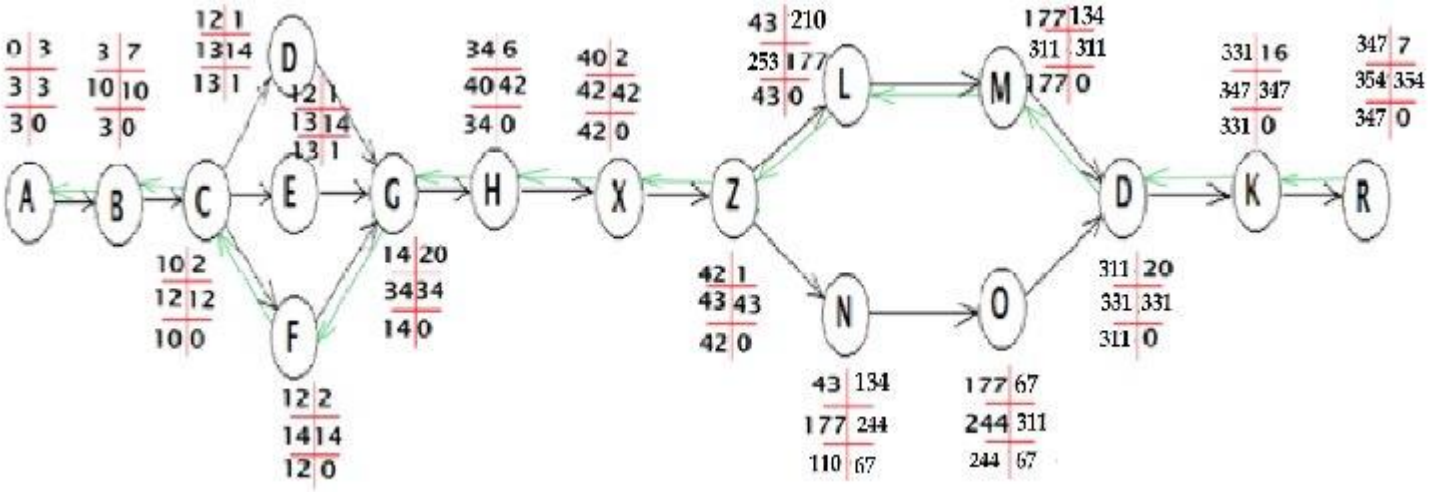


Fig. V.1 : Réseau à nœuds de l'aménagement d'Oued El Kantara

Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part, on peut avoir une information sur le coût total de projet qui est de **121809931 DA**, ainsi que Le temps de réalisation de l'ensemble du projet qui est de **354 jours,** environ d'une **année**.

L'organisation de chantier définie aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique

CHAPITRE VI :

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAILLE

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VI.1. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VI.1.1. Causes humaines

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

VI.1.2. Causes techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VI.1.3. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.

- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VI.2. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.3. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être airés et chauffés.

VI.4. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après

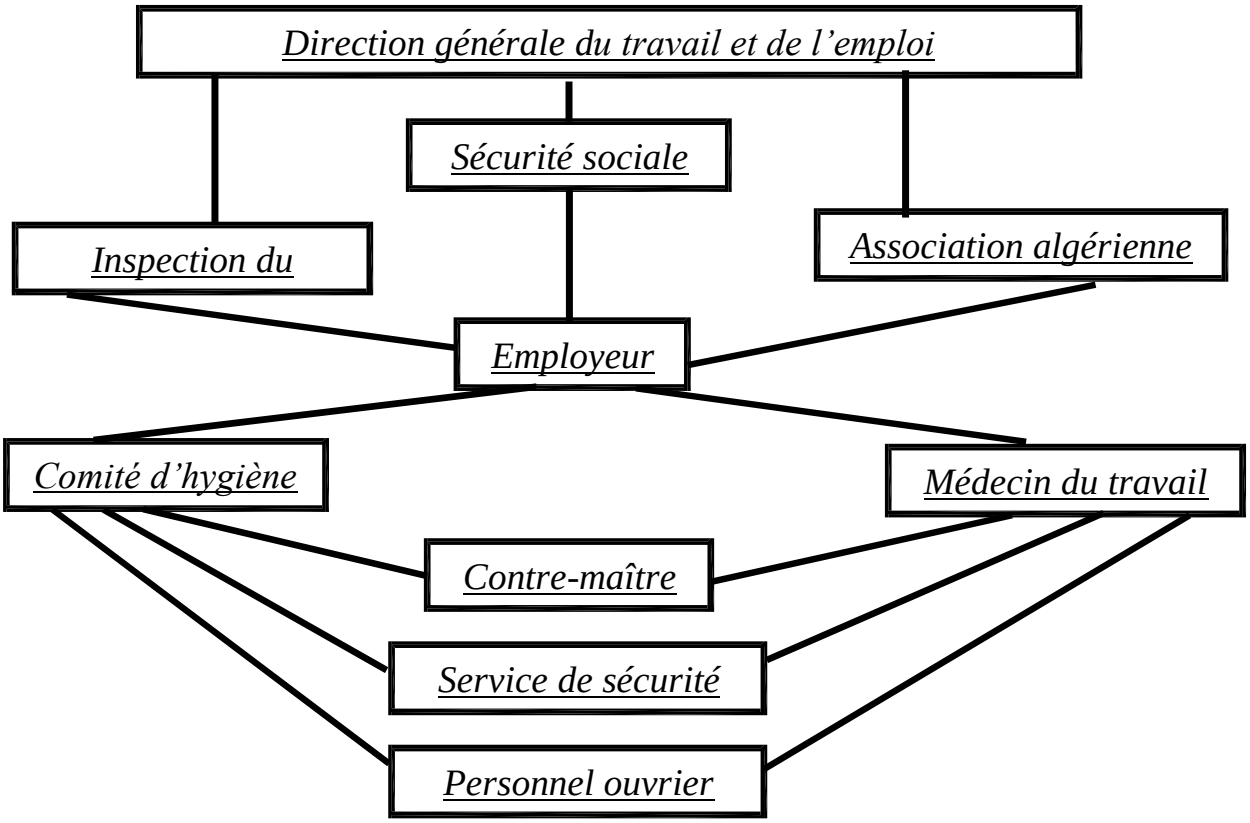


Fig. VI.1 : Organigramme de la prévention

VI .6. Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux. On a résumé ce plan dans le tableau montre dans annexe V.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques. A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale :

Pour notre étude, le calcul des débits de crue est fait par des méthodes empiriques avec une période de retour de 100 ans, notre choix s'est basé sur la méthode qui nous a donné un débit moyen maximum pour bien assurer la protection.

L'une des contraintes les plus difficiles c'est le style méandres qui été pris par l'oued dans notre zone d'aménagement qui nous obligé de modifie le cheminement de lit de l'oued, d'autres part on doit aménager avec satisfaction de trois conditions qui sont la lutte contre inondation et d'assurer le plus possible un écoulement non nuisible et de bien planifier l'occupation de l'espace.

À cause de cela on a choisir le technique génie civil comme technique d'aménagement Et nous avons proposé les trois variantes suivant

- Variante n° 01 canal trapézoïdale recouvrée par du géotextile des enrochements
- Variante n° 02 canal trapézoïdale recouvrée par matelas de gabionnage
- Variante n° 03 canal rectangulaire ferme en béton arme

Notre choix et tombé sur la troisièmes variant (le canal ferme en béton arme), a cause que l'analyse technico-économique a révélée que cette variante est plus concrète selon le point de vue quelle soit durable, c'est à dire qu'elle réponde à l'objectif du long terme, et l'entretient

L'aménagement se départ par de l'amont jusqu'à l'aval par des ouvrages de réception pour une bonne accumulation des eaux pluviales, après un canal ferme en béton arme la ou l'urbanisation est condensée et suivre une trajectoire qui passe au milieu des quartiers sous équipée par l'oued et à la fin un ouvrage de réception existant qui mener vers la mer méditerrané

A cet effet, nous avons dimensionné un canal (deux canaux en parallèle) qui prend en considération les éléments qui conditionne un écoulement torrentiel avec un Ressaut stable (Stationnaire)

A la fin de ce travail, on peut conclure que l'aménagement d'un oued dans une ville ceux situés en milieu urbain est repose sur plusieurs critères, dépendant de la topographie du terrain, la nature du terrain, la surface du bassin versant, la quantité de l'eau à évacuer et le plan d'urbanisation de l'agglomération.

References bibliographiques

[1] BOUDIAF, A .(1966) Etude sismo-tectonique de la région d'Alger et de la Kabylie. PhD. Dissertation, Université de Montpellier. France. 210 page

[2] TOUAIBIA, B .(1994) Manuel pratique d'hydrologie Blida. 160-166 pages.

[3] TOUAIBIA,B .(2004) Manuel pratique d'hydrologie . 40-50 pages

[4] LLAMAS,**J.**(1993) Hydrologie générale. Principes et applications, 2ème édition. Gaëtan Morin Editeur. Québec. Canada.527page.

[5] MICHEL, CARLIER . hydraulique générale et appliquée.100-120 pages

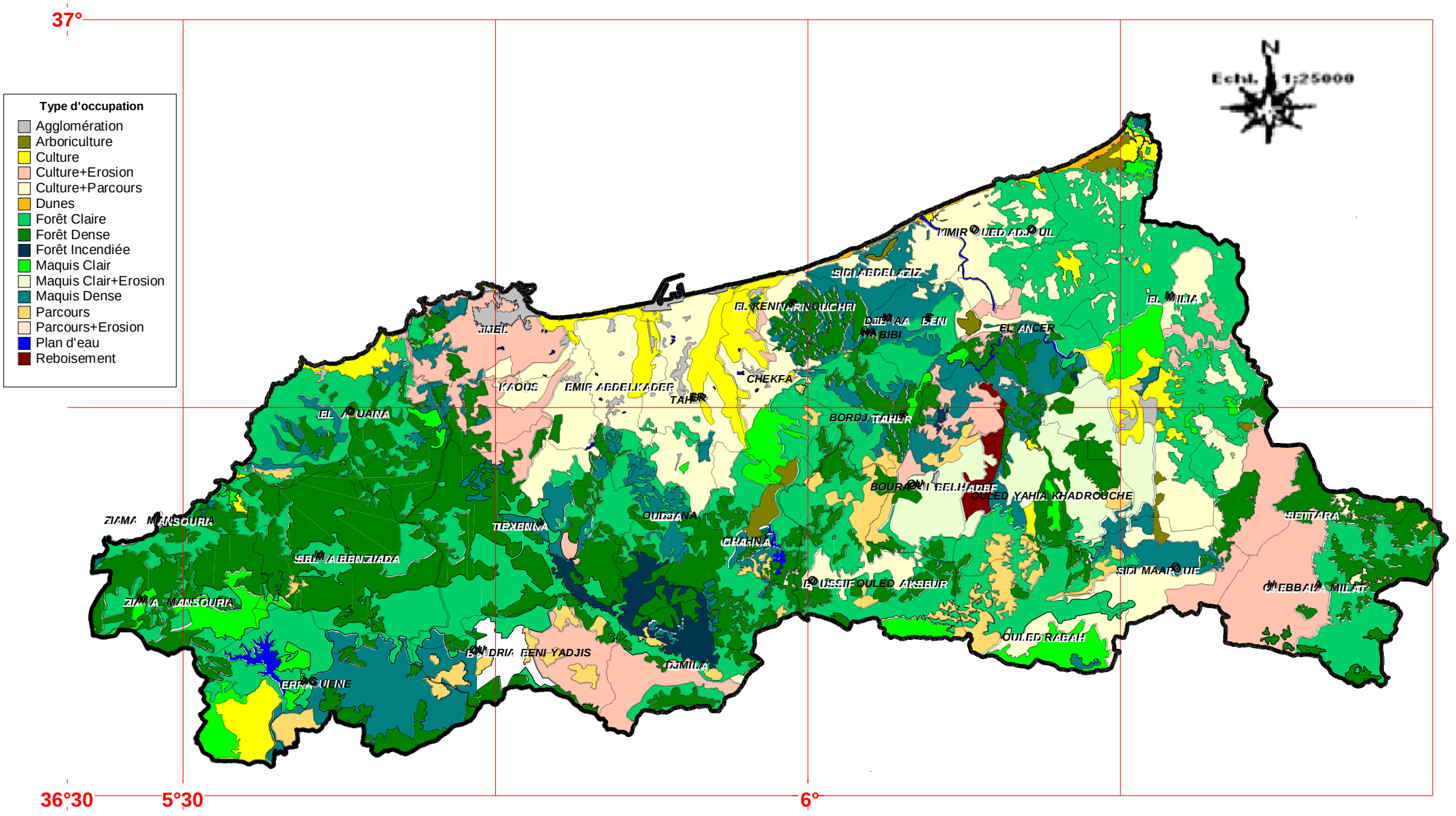
[6] Graf, Altinakar, W.(1993) M. S.Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausane.120 page.

[7] VERNIERS,G.(1995) . aménagement écologique des berges et des cours d'eaux.

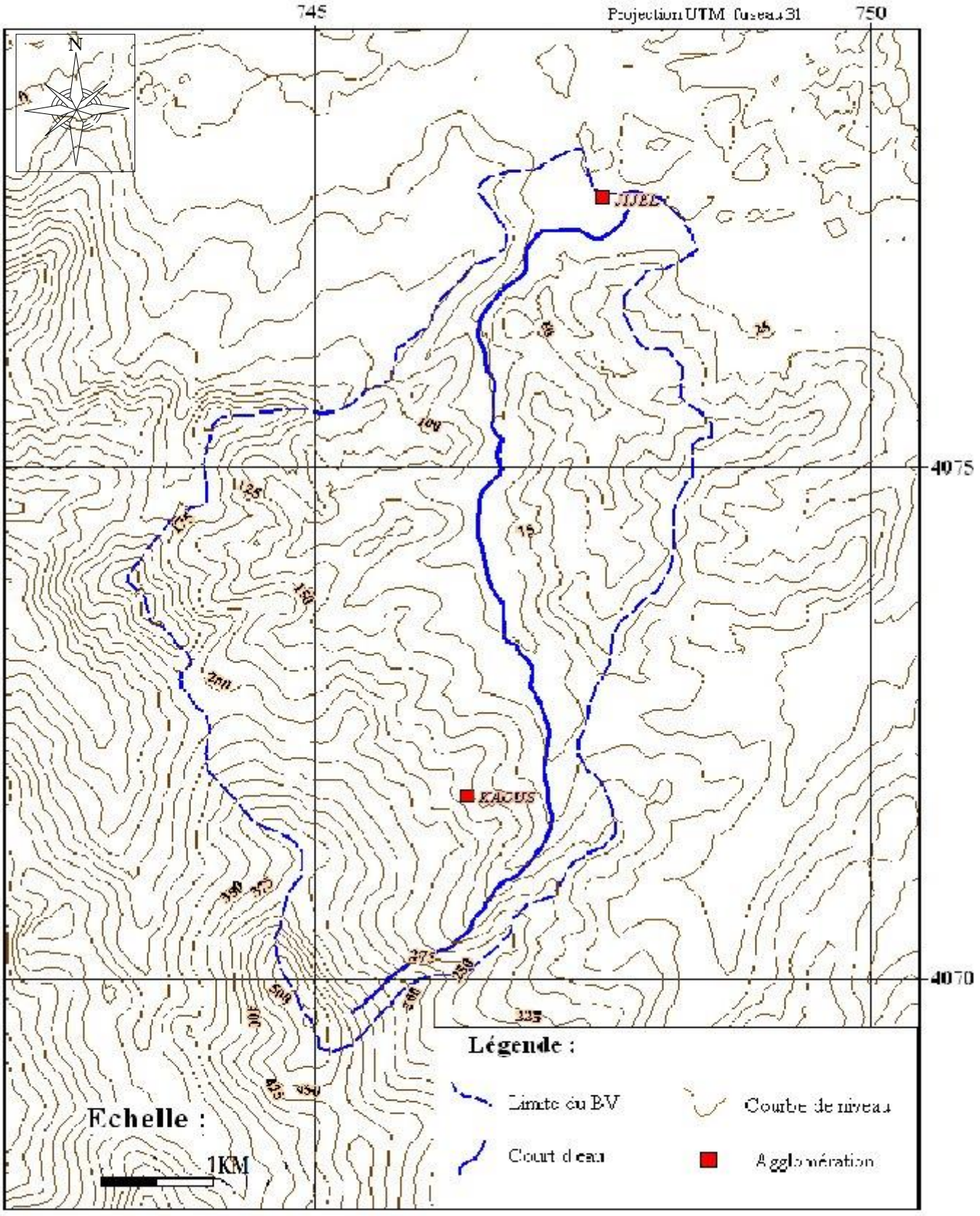
[8] DURAND ,DEGLA.FONTBOTE(1990) les condition geologique et sesnique du nord d'Afrique.

ANNEXES

Annexe I



Annexe I .1 : Carte de l'occupation du sol de la Wilaya de Jijel

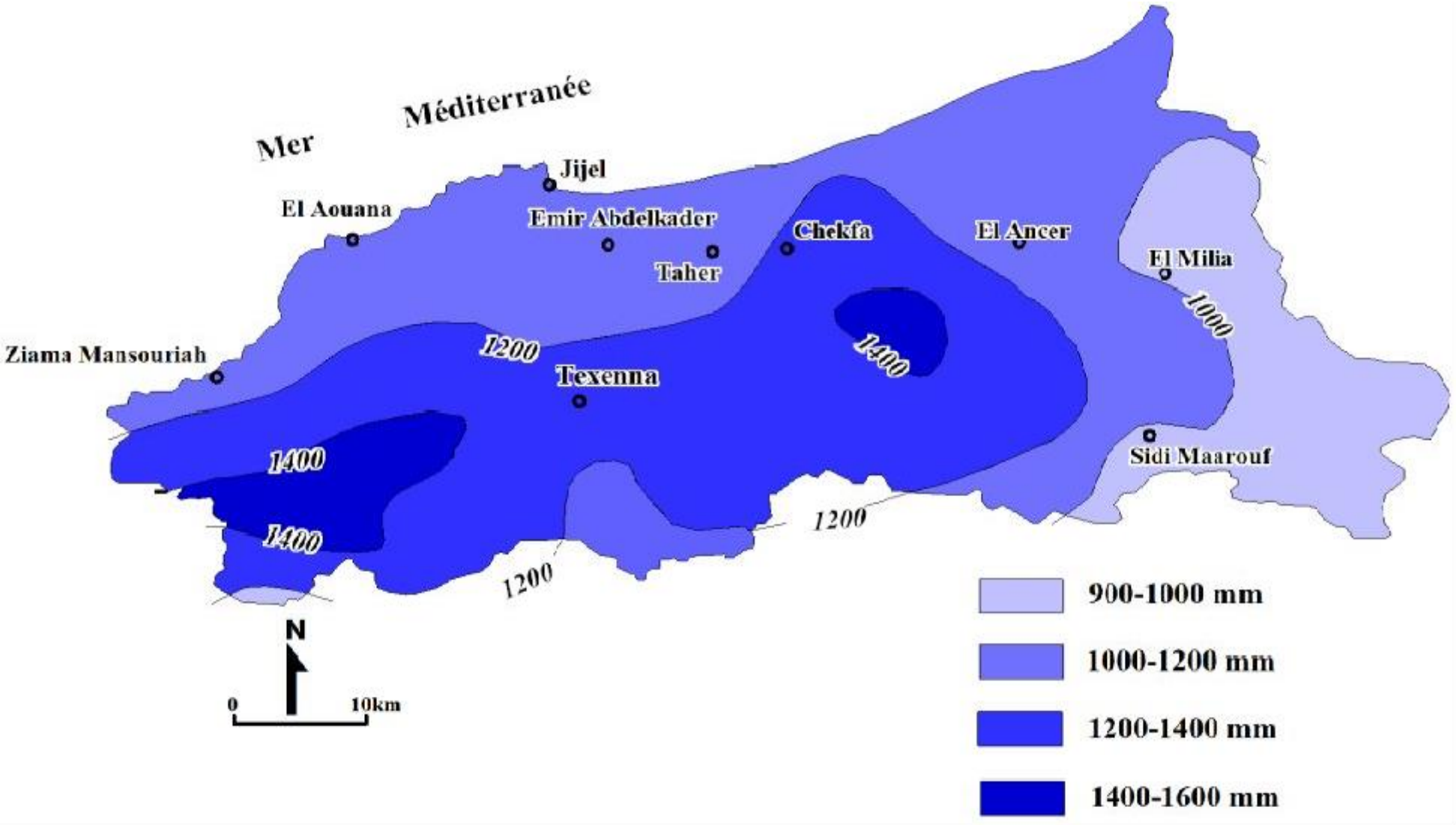


Annexe I .2 : Figure montre la limitation du bassin versant de l'Oued EL KANTARA

B

FIGURE MONTRE LE PLAN DE SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE (ECHELLE 1/10000)

Annexe II



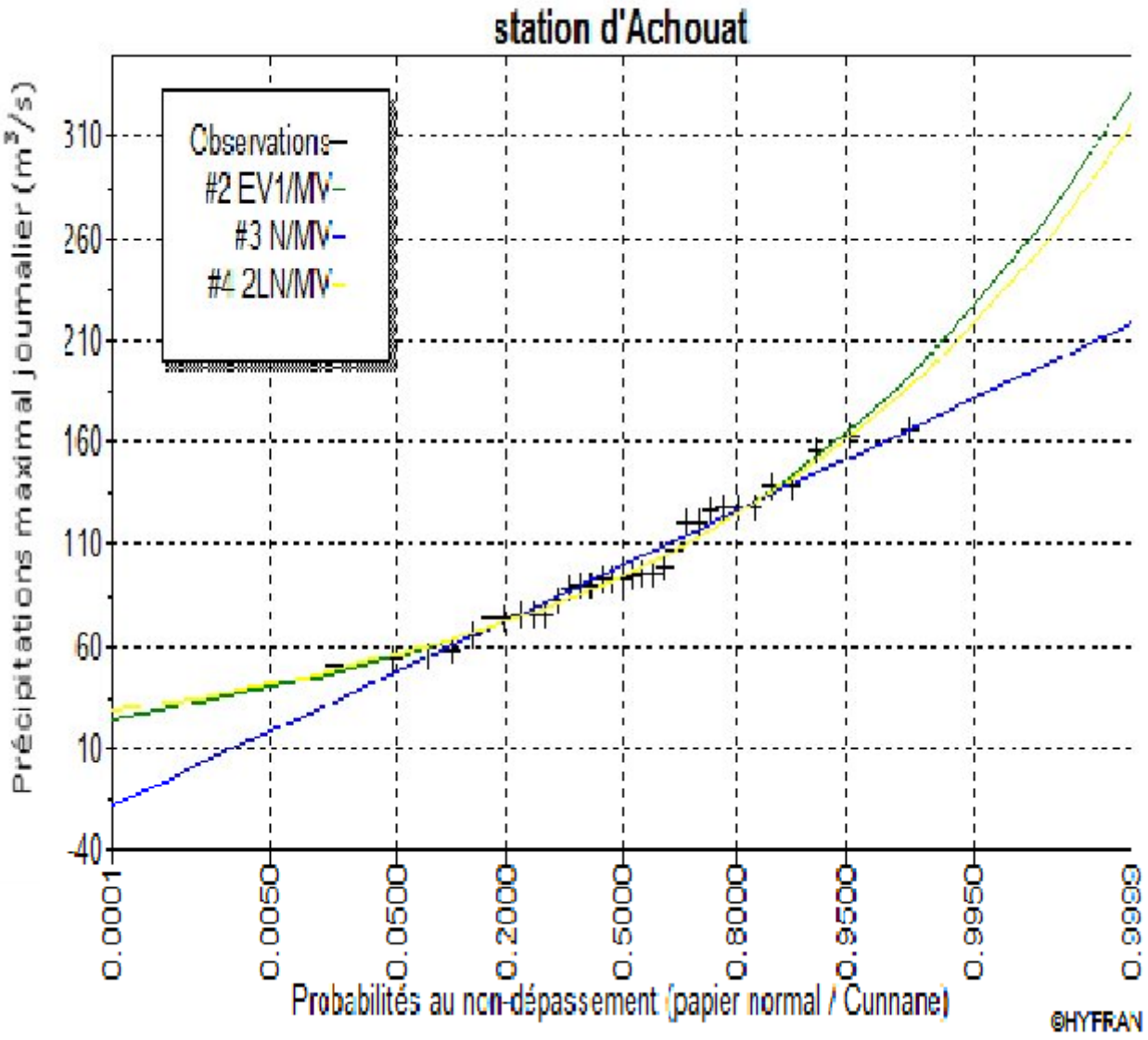
Annexe II .1 : Répartition de la précipitation annuelle dans la wilaya de Jijel (A.N.R.H, 2010)

Annexe II .2 : montre les valeurs des pluies maximales journalières de la station pluviométrique d'ACHOUAT pour la piéride (1980-----2012)

annne	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max jormalieur
1980	30.2	65.4	20.9	90.6	20.6	26.4	90.6	80.6	30.9	8.6	0	6.4	90.6
1981	15.8	48.3	6.4	138.6	79.7	55.6	112.5	47.3	0.5	33.6	4.6	4.6	138.6
1982	0	57.2	32.8	11.7	29.5	51.7	49.8	55.8	5.4	10.5	0	0.3	57.2
1983	9.7	31.8	4.2	50.6	35.6	43	42.7	10.8	14.6	2.8	0	2.6	50.6
1984	2.5	19.9	35.5	52.7	38.8	26.1	42.8	10	10.7	19	10	128.4	128.4
1985	4.8	25.7	61.5	63.8	98.4	41.8	56.8	8.7	14.5	14.5	0	6.3	98.4
1986	11.7	47	69.4	74.5	27.5	12.5	51.6	6.5	19.8	2.9	4.9	20.5	74.5
1987	15.8	48.3	6.4	138.6	79.7	55.6	112.5	47.3	0.5	33.6	4.6	4.6	138.6
1988	156.4	45.2	21.8	95.8	32.4	56.9	116.7	32	4	4.3	9.6	0	156.4
1989	32.9	14.6	20.8	35.3	58.5	33.8	75.9	17.2	6.5	10.4	5.5	3.4	75.9
1990	18.5	72.4	59.8	74.2	39.5	93.4	45.7	23.6	23.1	5.2	0	3.5	93.4
1991	23.8	34.8	55	19.9	39.6	18	26.9	40.8	6	5.8	0	0	55
1992	40	6.3	30.3	74	61.3	42.3	53.2	42	1.9	8.3	3.5	5.2	74
1993	13.5	46	44	28.7	23.2	75	25.5	4.7	33.9	5.2	0	25.6	75
1994	0.2	25.6	128	105.2	56.2	41.2	27.8	12	20	3.3	0	2.3	128
1995	13.2	52.2	38.7	17.3	29.6	24.2	22.3	96.3	126.2	18.2	7.8	0	126.2
1996	2.6	20.3	34.5	82.2	24.3	25.2	32.4	23.4	49.2	5.7	0	0	82.2
1997	10.4	8.4	27.5	33.2	14.2	56.8	92.5	24.2	23.5	9.6	13.5	21.5	92.5
1998	39.5	41.2	6.8	55.7	95.3	49.2	71.2	25.2	9.2	9.1	0	0	95.3
1999	35.3	67.2	28.2	55.5	92.2	89.7	72.4	93	41.3	35.4	0	0	93
2000	13.5	80.1	54.7	96.4	43.2	10.2	6.5	42.2	24.2	15.4	0	5.2	96.4
2001	17.3	69.7	69.5	72.5	21.2	56.5	40.3	163.5	57.6	0	0	0	163.5
2002	43.2	16.2	120.3	113.5	56.5	15.2	30.2	19.2	0	2.6	0	0	120.3
2003	29.6	50.5	52.2	90	35.2	9	55.6	49.5	36.7	24.8	0	0	90
2004	2.5	30.1	30.6	22.5	88.5	21.2	19.5	23.5	20.2	0	0	10.5	88.5
2005	15.5	2.5	12.5	40.2	44.5	54.2	34.3	28.2	1.8	1.7	25.2	30.3	54.2

Suit du d'Annexe II .2 : montre des valeurs des pluies maximales journalières pour la piéride (1980-2012)

annne	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max jormalieur
2006	15.1	30.2	45.3	89.4	128.6	22.4	31.7	104.4	23.3	0	0	1.3	128.6
2007	38.2	23.2	38.5	120.2	100.2	21.2	18.2	27.3	19.8	53.2	0	3.7	120.2
2008	30.5	126.2	166.5	124.4	36.5	13.6	14.3	47.6	4.5	0	1.7	1.2	166.5
2009	29.5	8.5	8.6	40	31.2	52	64.5	15	2.2	37.7	0	0	64.5
2010	19.5	53	46	75.5	7.5	30.5	55.5	0	23.5	2.5	0	16.3	75.5
2011	19	10.5	67.5	43	107	25	44	47	20	0	0	28	107
2012	89	10	43	50	95	14	24	17	47	12	0	0	95



Annexe II .3 : Graphique comparaison des ajustements

le teste de l'adéquation « Khi carre »

Annexe III

Annexe III .1 : PRINCIPALES TECHNIQUES D'AMENAGEMENT

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Entretien
Techniques végétales	***TECHNIQUES VEGETALES***	Disponibilité foncière en crête et en talus externe, permettant un retalutage en pente douce. Contraintes hydrauliques modérées. Possibilités d'entretien.	Amortissement du batillage. Adaptables à de nombreuses morphologies de berges. Bonne intégration paysagère. Bonne transition entre milieu aquatique et milieu terrestre. Création d'habitats pour la faune et la flore et favorables à la grande faune (végétation, pentes douces). Contribution à l'épuration de l'eau (MES) et au « piégeage » des flottants après crue.	Protections inefficaces dans les zones aux contraintes hydrauliques fortes. Des berges trop raides et des disponibilités foncières insuffisantes limitent l'utilisation de ces techniques. Problèmes rencontrés avec les animaux fouisseurs notamment (ragondins). Aucun rôle détanchéité.	
	Fascines de saules. Mise en place de fascines (fagots) de branches vivantes, fixées par une double rangée de pieux et recouvertes de terre végétale.	Stabilisation immédiate du pied de berge. Adapté aux niches (anses) d'érosion et irrégularités de la berge.	Limitation accrue des effets du batillage après reprise des saules (développement aérien et racinaire). Peut se réaliser avec des matériaux issus de l'entretien d'autres secteurs.	Peu de rôle de soutènement. Nécessite des quantités importantes de végétaux lors de la mise en œuvre. Sensible à la présence abondante de rongeurs. Accessibilité aux berges réduite. Limitation du gabarit de navigation en cas d'absence d'entretien.	Important (recépage pour éviter un développement trop important des saules).
	Fascines d'hélophytes. Mise en place de mottes d'hélophytes, souvent au travers d'un treillis coco, et recouvertes de terre végétale.	Stabilisation immédiate du pied de berge. Adapté aux niches (anses) d'érosion.	Protection immédiate du pied de berge. Limitation accrue des effets du batillage après enracinement et développement du feuillage.	Rôle de soutènement minime. Protection moins résistante aux contraintes hydrauliques que la fascine de saules.	Limité. (vérification de la bonne reprise des hélophytes).
	Tressage ou clayonnage. Branches de saules entrelacées autour de pieux battus, formant un « mur » végétal.	Stabilisation de pied de beige. Adapté aux irrégularités de la berge.	Protection immédiate du pied de berge. Limitation accrue des effets du batillage et du marnage après enracinement et dévelop-pement du feuillage.	Limitation du gabarit de navigation en cas d'absence d'entretien. Hauteur de protection relativement limitée.	Important. (taille et sélection des rejets).

suite annexe III .1 : montre les principales techniques d'aménagement

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Entretien
Techniques Végétales	**Peigne.** Enchevêtrement de branches, troncs, solidement attachés et fixés à la berge, permettant de combler l'encoche d'érosion et de piéger les alluvions.	Adaptée aux cours d'eau charriant beaucoup d'alluvions. Pied de berge sapé ou sous-cavé. Berge affouillée. Comblement d'anse d'érosion.	Mise en place possible toute l'année (étiage recommandé). Souvent utilisé en complément d'autres techniques pour le piégeage des sédiments.	Application sur des cours d'eau avec un important transport d'alluvions fines et des crues fréquentes.	Limité.
	Lits de plançons. Disposition, côte à côte et sur plusieurs paliers, de branches vivantes et/ou de plants enracinés.	S'applique plus particulièrement sur des berges présentant des risques de glissement, avec des pentes assez raides et des hauteurs pouvant être élevées.	Consolidation rapide (protection immédiate), effet anti-sapement, piégeage des sédiments. Enracinement profond et dense. Peut se réaliser avec des matériaux issus de l'entretien d'autres secteurs.	Nécessité d'entretien. Le développement de la végétation peut entraîner des fermetures du paysage. Sensible à la présence abondante de rongeurs. Peu de rôle de soutènement.	Important (taille et sélection des rejets).
	Technique	**Cas d'utilisation**	**Intérêts majeurs**	**Limites majeures**	**Entretien**
	Couches de branches (tapis vivant). Plaquage de couches de branches vivantes (dont la base est recouverte de terre) contre la berge, pour dissiper le courant et permettre un dépôt d'alluvions.	Berges érodées nécessitant une protection de surface. Berges soumises à une forte traction.	Protection immédiate de la berge. Préserve le caractère naturel de la berge. Peut se réaliser avec des matériaux issus de l'entretien d'autres secteurs. Intéressant en complément d'autres techniques pour piégeage des sédiments. Forme une ceinture dense et durable capable de résister à de fortes crues.	Ne protège pas le pied de berge. Nécessité d'entretien. Difficultés pour avoir une diversification des espèces (ligneuses) pendant les premières années. Entraîne une fermeture du paysage. Sensible à la présence des rongeurs en phase initiale. Peu de rôle de soutènement.	Important (taille des rejets, éclaircie des pousses).
	Caissons végétalisés. Ils sont constitués de rangées parallèles de rondins en bois sur lesquelles sont fixées des rondins perpendiculaire formant des caissons. L'ensemble est orienté côté berge. Chaque étage est remblayé de matériaux terreux végétalisé.	Peut être réalisé sur des pentes très raides, fortement sapées et caractérisées par des terrains instables (glissements), même s'il y a peu de place pour la protection. La réalisation par étages successifs permet d'adapter la hauteur de l'ouvrage à toute situation. Application dans les situations où aucune autre technique végétale ne peut être utilisée à cause de fortes pentes.	Protection très résistante et immédiate de la berge. Hauteur de protection adaptable. Rôle de soutènement. Compatible avec le développement de la flore rivulaire. Bonne intégration paysagère.	Difficultés de mise en œuvre avec des remblais en eau. Coûts élevés de mise en œuvre. Nécessite des terrassements importants et de l'espace.	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).

suite annexe III .1 : montre les principales techniques d'aménagement

Type	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Entretien
Techniques	**Boudins d'hélophytes.** Boudins en géotextile de coco remplis de matériaux terreux et plantés d'hélophytes. Ils peuvent être préfabriqués et ensemencés ou réalisés et plantés sur place.	Berges sans hauteur, soumises à une érosion par batillage, ne nécessitant pas de soutènement.	Atténue la vague due au batillage. Facilité d'adaptation aux irrégularités de la berge.	Cette technique demande un complément de réalisation en pied ou en partie supérieure du talus par exemple pose de treillis de géotextile et de plantation complémentaires.	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).
	Géotextile(matériau complémentaire). Revêtement superficiel biodégradable constitué de fibre naturelles (jute, fibre de coco, de laine de bois, de coton, de lin, de roseaux...) ou matériau non dégradable (tissé, non tissé).	Dans les techniques végétales ou mixtes, les géotextiles accroissent la résistance de l'ouvrage dès la fin de sa mise en œuvre, pendant la période où les végétaux n'ont pas encore acquis un développement suffisant.	Protection de la couche superficielle de la berge contre l'érosion. Renforcement de la stabilité du talus et de l'ouvrage. Action de filtre retenant les particules fines de la berge.	Ancrage nécessaire du géotextile au sommet de la berge dans une tranchée, et fixation au talus au moyen d'agrafes (40 à 80 cm de profondeur).	Limité (vérification de la bonne fixation).
	Géogrille(matériau complémentaire). Revêtement superficiel non dégradable constitué de matériaux de synthèse (nylon, polyester...),per-mettant le développement de la végétation et favorisant la croissance et l'ancrage racinaire.	Peut être utilisée de façon individuelle ou en complément à des techniques végétales et/ou minérales.	Protection des talus contre l'érosion superficielle (eaux de pluie, ruissellement).	N'est efficace que dans des zones avec un faible batillage ou sur les terrains marneux ou argileux (peu de frottement). Nécessite une fixation par brochage métallique.	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).
Type	**Technique**	**Cas d'utilisation**	**Intérêts majeurs**	**Limites majeures**	**Entretien**
	TECHNIQUES ISSUES DU GENIE CIVIL	Contraintes hydrauliques fortes. Disponibilités foncières limitées. Enjeux importants.	Protections efficaces dans les zones à fortes contraintes géométriques et hydrauliques. Protection immédiate de la berge.	réduisent au minimum les échanges entre milieux terrestre et aquatique entre les hydrosystèmes. atteintes aux fonctionnalités écologiques des berges et des digues (flore et faune), intérêt paysager réduit. faible atténuation de l'agitation du plan d'eau. techniques soumises à des contraintes réglementaires.	

suite annexe III .1 : montre les principales techniques d'aménagement

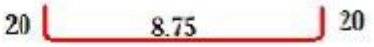
	Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Entretien
Techniques de génie civil	**Gabions et matelas-gabions.** Structures en grillage métallique double ou triple torsion dont le remplissage est effectué avec des matériaux pierreux.	Digue avec forts enjeux. Pentes douces (2/1 au minimum). Couche de protection d'un système d'étanchéité.	Adaptation aux déformations des terrains notamment pour les matelas gabions. Soutènement efficace des talus (gabion « boîte » et rôle drainant intéressant dans la stabilisation des terrains notamment pour les gabions. La pénétration de l'eau à l'intérieur de la protection de berge autorise le développement d'une activité biologique entre milieu aquatique et milieu terrestre.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Réduction des possibilités de franchissement du canal par la faune terrestre (parfois à l'origine de la mort des animaux par noyade). Risque d'érosions accru en amont et aval immédiats de l'ouvrage. Nécessite des terrassements importants.	Faible.
	Enrochements naturels. Couche de matériaux granulaire.	Protection de pied de berges. Pentes douces (2/1) au minimum.	Possibilité de création d'abris pour la faune aquatique. Autorisent le franchissement par la faune terrestre.	Nécessite de l'espace. N'est pas favorable au développement d'une flore rivulaire diversifiée. Aucun rôle d'étanchéité et de soutènement.	Faible (surveillance tenue des blocs).
	Enrochements naturels liés avec du coulis de ciment ou du bitume.	Secteurs à courant, et batillage très important. Digue avec forts enjeux.	Utilisation sur des pentes plus raides que celles des protections classiques en enrochements. Utilisation de matériaux de taille inférieure à ceux des protections en enrochements classiques et réduction de l'épaisseur de la protection.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Rôle d'étanchéité faible (variable suivant la quantité et le type de produit injecté).	Faible.
Type	**Technique**	**Cas d'utilisation**	**Intérêts majeurs**	**Limites majeures**	**Entretien**
	Palplanches métalliques. Rangée de pieux en métal battus en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales.	Digue avec forts enjeux. Besoins en étanchéité.	Assurent une protection efficace de l'ouvrage, en préservant le rectangle de navigation. Faible emprise. Rôle de soutènement et d'étanchéité.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Interdit tout échange latéral entre le milieu aquatique et la berge. Interdit le franchissement du canal par la faune, provoquant la noyade des animaux (possibilité d'installer des échelles pour la faune).	Faible.
	Revêtement en béton bitumineux, dispositif d'étanchéité par géomembrane.	Digues avec forts enjeux. Besoins en étanchéité.	Rôle d'étanchéité.	Artificialisation du milieu et réduction des habitats. Interdit tout échange latéral entre le milieu aquatique et la berge.	Faible.

suite annexe III .1 : montre les principales techniques d'aménagement

Technique	Cas d'utilisation	Intérêts majeurs	Limites majeures	Entretien
Tunage. Pieux derrière lesquels sont placés horizontalement des troncs et/ou des rondins.	Berges exposées aux courants majeurs. Anses d'érosion.	Intéressant si on dispose de remblais pour reprofiler la berge en paliers .Protection solide et compacte. S'intègre relativement bien en secteur périurbain. Favorable à la flore rivulaire.	Durée de vie limitée (de 5 à 10 ans). Rôle de soutènement faible. Ne crée pas d'abri pour la faune aquatique.	Limité (une tonte par an sur le haut de talus).
Systèmes préfabriqués. Systèmes non liaisonnés ou imbriqués comme les systèmes de plaques alvéolées en béton fixées sur géotextile ou les blocs béton liaisonnés par câble ou nappes et matelas géotextiles.	En section canalisée de préférence. Pentes inférieures à 2/1.	Aspect relativement naturel une fois végétalisé.	La mise en place en eau est compliquée. Privilégier la mise à sec du bief (1 mois). Sans rôle d'étanchéité. Protection superficielle, résultat très tributaire de la qualité du substrat (ou des sous couches/filtres).	Faible à limité (une tonte par an sur le haut de talus).
Graves agglomérées par de la résine Carapace de graves mélangées avec du polyuréthane (épaisseur 1020 cm).	Protection de surface.	Atténuation des vagues de batillage. Approvisionnement en matériaux plus simple que pour des enrochements.	Mise en œuvre : dispersion possible des éléments ; nécessité de mise à sec. Certification en cours pour la non interaction entre polyuréthane frais et milieu aquatique.	Faible

Techniques de

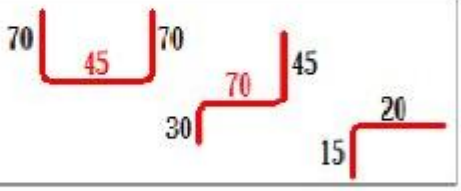
Annexe III .2 : MONTRE LA NOMENCLATURE DU BLOCS "A"

Rep	□ (mm)	Nb	Long (m)	Long-T 12	Long-T 16	Long-T 20	Schemas
1	20	136	9.15			1 244.40	
2	16	136	9.15		1 244.40		
5	12	294	3.40	999.60			
6	12	306	0.85	260.10			
7	12	12	2.50	30.00			
8	12	336	10.25	3 444.00			
11	12	12	1.35	16.20			
Long-totale (m)				4 749.90	1 244.40	1 244.40	
Nombre de blocs (27 blocs)				128 247.30	33 598.80	33 598.80	
Poids (kg/ml)				0.888	1.58	2.47	
Poids (kg)				113 883.60	53 086.10	82 989.03	
Poids total (kg)				249 958.73			

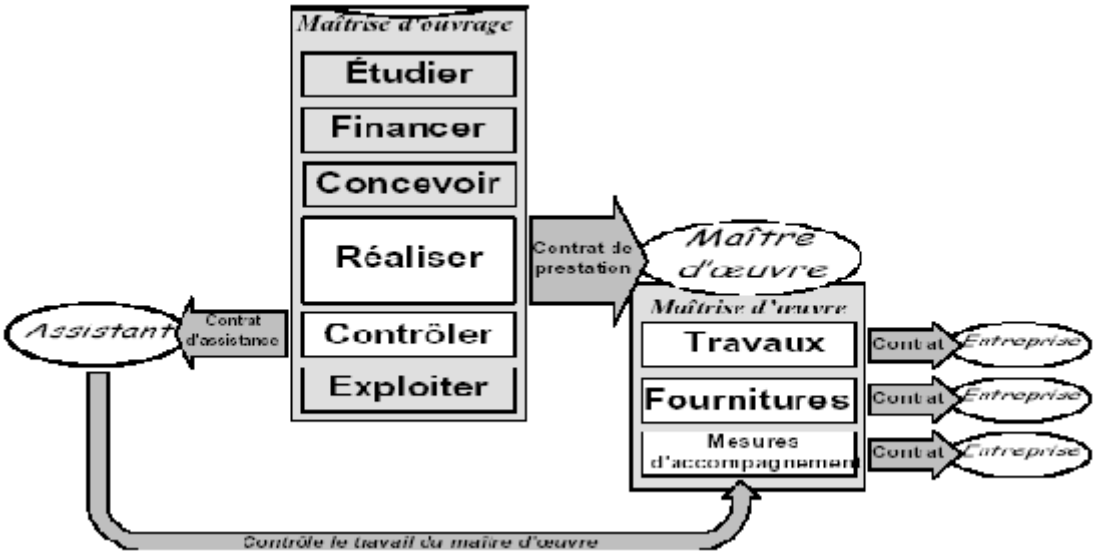
Annexe III .3 : MONTRE LA NOMENCLATURE DU BLOCS "B"

Rep	□ (mm)	Nb	Long (m)	Long-T 12	Long-T 16	Long-T 20	Schemas
1	20	129	9.15			1 180.35	
2	16	129	9.15		1 180.35		
3	16	7	6.90		48.30		
4	20	7	6.95			48.65	
5	12	294	3.40	999.60			
6	12	294	0.85	249.90			
7	12	12	2.50	30.00			
8	12	280	10.25	2 870.00			
9	12	28	4.62	129.36			
11	12	12	1.35	16.20			
15	12	28	4.70	131.60			
16	12	4	1.90	7.60			
17	12	4	1.20	4.80			
Long-totale (m)				4 439.06	2 457.65	1 229.00	
Nombre de blocs (26 blocs)				115 415.56	63 898.90	147 369.56	
Poids (kg/ml)				0.888	1.58	2.47	
Poids (kg)				102 489.01	100 960.26	364 002.81	
Poids total (kg)				567 452.08			

Annexe III .4 : MONTRE LA NOMENCLATURE DU BLOCS "C"

Rep	⌐ (mm)	Nb	Long (m)	Long-T 12	Long-T 16	Long-T 20	Schemas
1	20	136	9.15			1 244.40	
2	16	136	9.15		1 244.40		
5	12	294	3.40	999.60			
6	12	306	0.85	260.10			
7	12	12	2.50	30.00			
8	12	336	10.25	3 444.00			
11	12	12	1.35	16.20			
12	12	10	1.85	18.50			
13	12	6	1.45	8.70			
14	12	6	0.35	2.10			
Long-totale (m)				4 779.20	1 244.40	1 244.40	
Nombre de blocs (13 blocs)				62 129.60	16 177.20	16 177.20	
Poids (kg/ml)				0.888	1.58	2.47	
Poids (kg)				55 171.08	25 559.97	39 957.68	
Poids total (kg)				120 688.73			

Annexe IV



Annexe I V.1 : montre Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

Annexe I V.2 : la Niveleuse

Annexe I V.3 : du Dozer

Annexe I V.4 : de la Pelle hydraulique équipée en rétro

Annexe I V.5 : photo de la bétonnière

Annexe I V.6: du Compacteur à main

Annexe I V.7: du camion

Annexe V

Annexe V.1 : montre le Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Objectifs visés	**Mesures appropriées à envisager**
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public.
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. - Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : - De renversement des engins. - De l'éboulement des terrains.	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.