REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE FIDH LABBA (W. TEBESSA)

PRESENTE PAR :

BRAKNI Bouthaina

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mme D.DJOUDAR	Maître de conférences (B)	Membre
Mme A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Membre
Mr I.ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Membre
M.HASSANE	Maître Assistant (B)	Promoteur

JUIN 2016

Dédicace

Je dédie ce travail :

Avant tout à mes chers parents, qui m'ont soutenue
durant toutes ces années de formation.

A toutes les meilleures personnes qui m'aiment et qui m'aident
dans ma vie, sans oublier ses familles.

Une spéciale dédicace à mes chères sœurs CHAIMA ET DARINE.

A mes frère HAITHEM et ABDE ELHAK

A mes chères amis KENZA
KHAOULA, ILHEM,
MOHCEN et ABDO

A tous mes amies et toute ma famille de l'E.N.S.H.

ET a toute la promotion de l'hydraulique

B .BOUTHAINA

Remerciement

ꕥ Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.

ꕥ Je remercie mon promoteur Mr HASSANE de m'avoir encadré, aidé et conseillé tout le long de l'élaboration de mon travail.

ꕥ Je tiens à remercier Mr MOKRANE HICHEM qui a m'aidé vraiment et a essayé pour me simplifier toutes les obstacles trouvées tout au long de l'élaboration de mon mémoire.

ꕥ J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs Monsieur MIHOUBI , Monsieur ZAIBEK Monsieur BENKACI , intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

ꕥ Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

ꕥ Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribués à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

ꕥ Je n'oublie pas non plus tous mes amis qui m'aiment et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs.

B.Bouthaina

ملخص:

تتميز منطقة تبسة بعدم انتظام ملاحظ في التدفقات المائية السطحية خلال العام. للسيطرة على هذه المياه البرية وتعزيز السقي بطريقة أكثر عقلانية والمخطط لها بهدف تلبية الاحتياجات، كان من المهم تحقيق السدود الصغيرة على مواقع مناسبة.

الدراسة التي قمنا بها في هذه المذكرة هي دراسة شاملة و مفصلة للسد في ولاية تبسة و بالتحديد على وادي الرحبان ،حيث تضم العديد من المحاور المعالجة بطريقة مفصلة منها الجيولوجية ،الطبوغرافية والهيدرولوجية وصولا إلى اختيار نوع الحاجز المائي المناسب و التحقق من ثباته.

Résumé :

La région de Tébessa est caractérisée par l'irrégularité marquante des écoulements superficiels au cours de l'année. Afin de maîtriser ces eaux sauvages et de les valoriser pour l'irrigation d'une manière plus rationnelle et planifiée, en vue d'une meilleure satisfaction possible des besoins, il a été envisagé la réalisation des retenues collinaires sur des sites convenables.

L'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de faisabilité de la retenue collinaire dans la wilaya de Tébessa et principalement sur l'Oued Larhbane. Contenant les étapes géologique, topographique et hydrologique pour aboutir au choix de type de barrage et la vérification de sa stabilité.

Abstract:

The Tebessa region is characterized by the striking irregularity of surface flows during the year. To control these wild waters and enhance the irrigation of more rational and planned manner with a view to best meet the needs, it was envisaged the realization of small dams on suitable sites. The study that we conducted in the MFE is a feasibility study of the hill reservoir in the province of Tebessa and mainly of Oued Larhbane. Containing geological, topographical and hydrological steps to result in the selection of dam type and verification of its stability.

Sommaire

Introduction générale …… 1

Chapitre I : Présentation physique du site

Introduction ……..……...…..... 2
I.1 La présentation de la wilaya de Tebessa ……..... 2
I.2 Situation géographique de la retenue …….……..……..... 3
I.3 Le bassin versant ……...…….. 3
I.4 Le choix du site ……...……..... 5
I.4 Le choix de l'axe de l'ouvrage……...……..... 5
Conclusion ……..…… 6

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1 Etude géologique……. 7
Introduction …….. 7
II.1.1 Description du site de la retenue……..... 7
II.1.2 Géologie régionale …… .. . 7
II.1.2.1 Cadre géologique……..... 7
II.1.2.2 Stratigraphie……..... 7
II.1.2.3 Sismicité de la région …….. 8
II.2.Géologie de la cuvette et de site …… 9
II.2.1 Description générale ……..... 9
II.2.2 lithologie ……..... 9
II.2.3 Hydrogéologie du site de la retenue …….. 10
II.2 Etude géotechnique…….……. 11
II.2.1 Travaux de reconnaissances effectués…… 11
II.2.2 Résultats des Travaux de reconnaissance……... 11
II.2.3 Résultats des essais de perméabilités …….. 12
II.2.3 Niveau de la nappe …….. 12
II.2.4 Analyse granulométrique ……..... 12
II.2.5 Limites d'Atterberg …….. 12
II.2.6 Essais de cisaillement rectiligne…… 13
II.2.7 densités humides et séches …… 13
II.3 Zone d'emprunt……..... 14
II.3.1 Analyse des résultats géotechnique……. 14
II.3.2 Analyse granulométrique …… 14
II.3.3 Limites d'Atterberg ……. 14
II.3.4 Essais Proctor Normal ……. 15
II.3.5.Essais de cisaillement rectiligne…….. 15
II.3.6 Essais de perméabilité……. 16
II.3.7 Essais œdométrique ……. 16
II.3.8 Analyses chimiques …….. 17

II.4 Qualité et quantité …….. 17
Conclusion …… 17

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction …… 18
III.1 Situation géographique…….…..... 18
III .2 Caractéristique morphologique du bassin ……..... …….. 18
III. 2.1 Paramètres géométrique …… 19
III .2.2 paramètre de forme ……..... 21
III.2.3 paramètre du relief…….. 23
III.3 Caractéristique hydrographique……. 30
III.4 Données climatologiques ……. 36
III.4.1 Température ……. 36
III.4.2 l'évaporation……..... 37
III.4.3 l'évapotranspiration ……..... 38
III.4.4 le vent ……..... 38
III.4.5 l'humidité relative ……..... 38
III.4.6 Pluviométrie…… 39
III.4.6.1 Précipitation……. 39
III.4.6.2 Les pluies maximales journalières …… 40
III.4.6.3 Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles…… 40
III.5 Ajustement des pluies maximales journalières…… 42
III.5.1 Ajustement à la loi de GUMBEL ……..… 43
III.5.2 Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale)……..... 45
III.5.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences……..... 48
III.6 Etudes des apports ……..... 51
III.6.1 Apport liquides ……..... 51
III.6.2 Caractéristiques de l'écoulement ……..... 53
III.6.3 Coefficient de variation ……..... 54
III.6.4 Estimation fréquentielle des apports ……..... 55
III.6.5 Les apports solides ……..… 56
III.6.6 Etude des crues…… 58
III.7 Hydrogramme de crue ……..... 61
III.7.1 Choix de la crue de projet……..…….... 63
III.8 Régularisation ……..... 68
III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport A80 % …….. 64
III.8.2 Répartition des besoins …… 65
III.8.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» …… 67
III.8.4 Calcul du volume utile……. 68
III.9 Laminage des crues……... 79
III.9.1 Méthode de KOTCHERINE ……..... 80
III.10 Etude d'optimisation ……..…… 85
III.10.1 Calcul du coût approximatif de la digue……..….. 85
III.10.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues ..……..... 88

III.10.3 coût total du barrage …… 91
III.10.4 Laminage pour un déversoir de largeur b=14…… 93
Conclusion ……..…… 95

Chapitre IV: Etude Des Variantes

Introduction ……..... 96
IV.1 Le choix du type de barrage……..... 96
IV.1.1 Barrage en terre homogène ……. 96
IV.1.2 Barrage zoné a noyau d'argile…….……. 97
IV.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton…….. 97
IV.2 Définition de profil général du barrage…….. 98
IV.2.1 Hauteur de la retenue…….. 98
IV.2.2 Largeur en crête……..... 98
IV.2.2 Longueur en crête……..... 98
IV.2.4 Pentes des talus……. 98
IV.3 digue en terre homogène……..... 99
IV.3 .1 Pente des talus……..... 99
IV.3.2 Protection des talus…….. 99
IV.3.3 Organe d'étanchéité……. 102
IV.4 Digue zoné a noyau d'argile ……..... 103
IV.4.1 pente des talus …….. 103
IV.4.2 Etanchéité de la retenue ……. 103
IV.5 digue en enrochement a masque en béton ……..... 107
IV.5.1 pente des talus …….. 107
IV.6 calcul des volumes des matériaux…….. 107
IV.6.1 Barrage homogène en argile …….. 107
IV.6.2 Barrage Zoné…… 110
IV.6.3 Barrage en enrochement avec masque en béton …… 112
IV.7 L'estimation du cout des variantes …… 114
Conclusion …….. 114

Chapitre V: Etude de la variante choisie

V. Introduction ……..…..... 115
V.1 Protection des talus ……..……. 115
V.2 Dimensionnement des filtres et drains…….…… 115
V.2.1 dimensionnement de filtre ……... 116
V.2.2 Vérification de la condition d'absence du phénomène du renard …….. 117
V.2.3 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre…….…….. 117
V.3 Drainage à l'aval …….…...……. 118
V.4 protection de la crête ……. 118
V.5 Etude des infiltrations …… . . …… …… 118
V.5.1 La ligne de saturation …… 118
V.5.2 Débit d'infiltration …….…….. 120
V.6 Calcul de stabilité ……..... 121

V.6.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) ……..... 121
V.6.2 Méthode de Fellenius……. 121
V.6.3 détermination de la zone critique selon la méthode de Fondeev…… 122
V.6.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche …… 124
V. 6. 5 Classement des forces……... 125
V.6.6 calcul de coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement…… 126
Conclusion …… 128

Chapitre VI: Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction …… 129
VI. 1 l'évacuateur de crues …… 129
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue …….. 131
VI.1.2 Choix de la variante…… 131
VI.3 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues …….. 131
VI.2 Ouvrage de vidange …… 144
VI.1.2 Calcul du débit de vidange…… 144
VI.2.2 Calcul de la section de conduite de vidange de fond …….. 145
VI.2.3 Calcul du diamètre normalisé de la conduite …… 146
VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite…… 146
VI.1.3 Ouvrage de prise d'eau …… 147
VI.3.2 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau …… 147
VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre …… 147
VI.3.3 Calcul du diamètre normalisé de la conduite …… 147
VI.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite…… 148
Conclusion …… 149

Chapitre VII : Organisation De Chantier

Introduction …… 150
VII.1 traveaux de préparation et installation de l'entreprise ……. 150
VII.1.1Instalation destinées au personnel …… 150
VII.1.2 Installation destinées au stockage de matériaux…… 150
VII. 1.3 Installation destinées a la préparation des engins ……..…… 150
VII.1.4 Installation destinées pour la fabrication…… 151
VII.1.5Les moyens de chantier …… 151
VII.2 Planification ……..... 151
VII.2.1 Techniques de planification …….. .. 151
VII.2.2 Les paramètre de la méthode C.M…….. 153
VII.2.3 Attribution des durées de chaque opération …….. 154
VII.3 Délai de construction et programme des Travaux ……..……. 155
VII .4 Symboles des différentes opérations……..... 156
Conclusion ……..……. 156

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude Topographique

Tableau I.1 : coordonnées de site……..…… 3

Chapitre II: Etude géologique et technique

Tableau I.01 Coefficients d'accélération …… 8
Tableau II.01 : les sondages……..... 11
Tableau II.03 : Résultats des essais Proctor Normal …….. 15
Tableau II.04 **:** Résultats des essais de cisaillement rectiligne …….. 15
Tableau II.05 **:** Résultats des essais de perméabilité…… 16
Tableau II.06 **:** Résultats des essais œdométrique …….. 16
Tableau II.07 **:** Résultats des essais d'analyses chimiques…….. 16
17

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.01 **:** classification de bassin en fonction de **Kc**……. 20
Tableau III.02 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant…… 22
Tableau III.03**:** Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant…….. 23
Tableau III.04**:** Résultats de calculs……..... 25
Tableau III.05**:** Détermination des altitudes…….. 26
Tableau III.06 **:** La pente moyenne du bassin versant…… 26
Tableau III.07 **:** les paramètres de calcul du I_p…….. 28
Tableau III.08**:** classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)…… 29
Tableau III.09 **:** Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V…….. 35
Tableau III.10: Variation annuelle des températures station de TEBESSA ……. 36
Tableau III.11 : Répartition mensuelle de l'évaporation…… 37
Tableau III.12 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration **……** 38
Tableau III.13 **:** Répartition annuelle de la vitesse des vents…… 38
Tableau II .14 **:** répartition annuelle de l'humidité relative…….. 39
Tableau III.15 **:** Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel……. 39
Tableau III.16 : Les résulta du test de MOOD……. 41
Tableau III.17 **:** Paramètres caractéristiques de l'échantillon…….. 42
Tableau III.18 **:** Ajustement à la loi de GUMBEL …… 44
Tableau III.19**:** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL (Méthode des moments)…… 45
Tableau III .20**:** Ajustement à la loi de GALTON……. 46
Tableau III.21 **:** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON (Méthode des moments)…… 47

Tableau III.22 **:** Les pluies maximales journalières fréquentielle…….. 48
Tableau III.23 : Les résultats de calcul de la pluie $\mathbf{P_{ct}}$ et l'intensité $\mathbf{I_0}$ ……. 49

Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats d'Apport ……. 52
Tableau III.25**:** Répartition mensuelle de l'apport moyen…….. 52
Tableau III .26 **:** Récapitulatif des Cv……...……. 54
Tableau III.27**:** Les apports fréquentiels……..... 52
Tableau III.28 **:** La répartition mensuelle de l'apport…….…… 56
Tableau III.29 : Résultat de calcul de volume mort……..... 57
Tableau III.30 **:** Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier……..……. 68
Tableau III.31 **:** Valeur de **γ** en fonction de Caractéristique bassin versant……..... 69
Tableau III.32 **:** Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky…… 60
Tableau III.33 **:** Résultats de calcul de la formule de Turraza …….. 60
Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats de débit de crue…….…….. 60
Tableau III.35 **:** Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue…… 62
Tableau III.36 **:** Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%..... 64
Tableau III.37**:** Répartition saisonnières des demandes ……..... 65
Tableau III.38 : Courbe topographiques et volumétriques ……..……. 66
Tableau III.40 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)…..……. 70
Tableau III.41 **:** Calcul des pertes…… 73
Tableau III.42 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)…..……..... 74
Tableau III.43 **:** Calcul des pertes …….……..... 76
Tableau III.44 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)…… 77
Tableau III.47 : détermination de Ho et Q en fonction de b…… 82
Tableau III.48 : Débit déversant en fonction de H et b et V_c.....…… 83
Tableau III.49 Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE…….. 84
Tableau III.52 Coût de la digue pour différents largeurs déversantes …….…….. 88
Tableau III.53 **:** Coût de déversoir……..... 89
Tableau III.54: Coût de coursier…….…….……. 90
Tableau III.55**:** Coût du chenal d'écoulement……...…….. 91
Tableau III.56 **:** Coût Totale de la Retenue…….. 92
Tableau III.57 **:** Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage…… 92
Tableau III.57 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage……. 93
Tableau III.58 **:** Les volumes et les débits déversant…… 94
Tableau III.59 **:** Laminage de crue **(L =14 m**)…….…….. 95

Chapitre IV : Etude des variantes

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus…… 99
Tableau IV.02 **:** Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids …… 100
Tableau IV.03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues…….. 101
Tableau VI.04 **:** Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation…….…….. 105
Tableau VI.05**:** Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage…… 105
Tableau IV.06 **:** Caractéristiques du noyau…… 106
Tableau IV.07: calcul des volumes des recharges (argile)……. 108
Tableau IV.08 : calcul des volumes du Rip-Rap……. 108
Tableau IV.09: volume du sable…….. 109
Tableau IV.10 : volume du gravier…….. 109
Tableau IV.18 **:** Les coûts des différentes variantes étudiées……. 110

Chapitre V : étude de la variante choisi

Tableau V.01 **:** Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap…….…… 114
Tableau V.02 **:** Caractéristiques du prisme de drainage ……..…….. 118
Tableau V.03 Coordonnées de la ligne de saturation…….. 119
Tableau V.04**:** Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus ……. 122
Tableau V.06: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas……... 127

Chapitre VI : Ouvrages annexes

Tableau VI.01 : Les coordonnées du profil de déversoir…… 128
Tableau VI.02 : Récapitulatif des données de départ…….. 135
Tableau VI.03 : calcul de la ligne d'eau …….……. 139
Tableau VI.04 **:** Coefficients de pertes de charge singulière…….…..…….. 140

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VI.1 **:** symboles des opérations…….. 146

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

Figure I.01 : La région d'étude de la Retenue collinaire projeté BIR DHEB…….. 2
Figure I.02 : situation géographique et topographique du bassin vessant……. 4

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.01 : La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 000.…….…..… 19
Figure III.02 : Le rectangle équivalent……..…… 21
Figure III-3 : La courbe hypsométrique du bassin versant……..... 22
Figure III-4 : Le bassin versant avec ses courbes de niveau échelle ……..……..…… 24
Figure III-5 : Le réseau hydrographique du l'oued Larhbane ……..……..……..…..... 30
Figure III-6 : Profil en long d'oued Larhbane …….. 31
Figure III- 7 : la répartition mensuelle de la température en °C……...…… 36
Figure III- 8 : Répartition mensuelle de l'évaporation……. 37
Figure III-9 : la répartition mensuelle de l'évapotranspiration……..... 40
Figure III-10 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL……..... 44
Figure III-11: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON…… 46
Figure III-12: Comparaison entre les deux ajustements…….. 47
Figure III -13: Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences……..… 50
Figure III-14: Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences……. 50
Figure III- 15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen……..……. 53
Figure III-16 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %..... 56
Figure III-17: Les Hydrogramme des crues probables en fonction du temps … ……...…… 63
Figure III-18 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans……. 65
Figure III-19 : Courbe capacité – hauteur et surface hauteur ……. 68
Figure III- 20: Courbe volumétrique S= f (V)……..... 73
Figure III-21: Courbes de H= f (Q, q)……... 84
Figure III -22: Courbes de (Q ,q) = f (V)……..…… 85
Figure III-23: Courbe d'optimisation……..……. 93
Figure III.24 **:** Courbe des débits déversant…… 92
Figure III.25 **:** Hydrogramme des débits entrants et sortants…… 96

Chapitre IV : Etude des variantes

Figure IV-1 : Schéma explicatif d'un barrage homogène ……..... 96
Figure IV-2 : Schéma explicatif d'un barrage a Noyau……..... 97
Figure IV-3 : Schéma explicatif d'un barrage a Masque en béton……. 97

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Figure V.01 **:** Schéma de calcul de la ligne de saturation…….……..... 119

Chapitre VI : les ouvrages annexes

Figure VI.01 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir…….. 134
Figure VI.02 **:** Schéma du profil du seuil déversant type Creager…….. 135
Figure VI.03 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)……...…….. 141

Liste des planches

Planche n°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire FIDH LABBA sur oued LARHBANE

Planche n°2 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

Planche n°3 : Coupe transversal des variantes proposés pour la digue

Planche n°4 : Coupe transversal avec détaille de la variante choisie

Planche n°5 : Calcul de stabilité des talus. (Les trois cas)

Planche n°6 : Profil en long de l'évacuateur avec détails

INTRODUCTION GENERALE

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenue une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car aujourd'hui les ressources en eau sont considérées comme étant un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, aussi est un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

À cet effet l'état a lancé un programme pour l'étude du projet des retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya pour le stockage d'un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation agricole.

C'est dans ce but que notre travail consacré sur l'étude du l'aménagement de la retenue collinaire de la commune BIR DHEB**,** wilaya de TEBESSA, afin d'assurer le stockage d'un volume d'eau important destiné principalement à l'irrigation agricole. L'aménagement comprend une digue en terre en matériaux locaux et d'ouvrages annexes constitués d'un évacuateur de crues, une prise d'eau et d'un ouvrage de vidange de fond.

Introduction :

La retenue doit servir à soutenir le débit d'étiage et l'irrigation, le choix de ce site présente des conditions et des paramètres hydrologiques, topographiques, géologiques,géotechniques et hydrotechniques favorables pour l'implantation d'une petite retenue.

Dans ce premier chapitre, nous nous intéressons à l'étude topographique du site précisant le choix convenable de l'emplacement d'un barrage.

I.1 La présentation de la wilaya de Tébessa :

La wilaya de Tébessa qui occupe une superficie de 13.878 Km² elle se situe au nord Est du pays, elle fait partie de l'immense étendue steppique du pays elle est limitée :

- ✓ Au nord par la wilaya de Souk-Ahras.
- ✓ A l'ouest par la wilaya d'Oum El-bouaghi et Khnchela.
- ✓ Au sud par la wilaya d'el Oued.
- ✓ A l'est, sur 297 Kms de frontières, par la Tunisie.

Source : Map ,Google

Figure I.01 : La région d'étude de la Retenue collinaire FAID LABBA

I.2 Situation géographique de la retenue :

La retenue FAID LABBA est située à une quarantaine de kilomètres à l'Ouest de la frontière algéro-tunisienne. Elle se trouve au Nord-Ouest de la ville de Tébessa, son chef lieu de Wilaya. L'ouvrage est situé à environ un (01) kilomètre de Mechta Torchane à l'aval et environ deux (02) kilomètres d'Ouled Gharbi en amont.

I. 3 Le bassin versant :

Le bassin versant est nu, recouvert par de l'alfa et de la céréaliculture**.**

Pour se rendre au site de cette retenue, On empreinte la RN 10 à partir de la ville de Tébessa, en direction de la Meskiana, sur environ 17 km, ensuite on tourne à gauche pour prendre le chemin de wilaya qui mène vers Bir d'Heb sur environ 10 km, on traverse Bir d'Heb, en direction du Nord-Ouest sur environ 4 km, puis on prend à gauche sur près de 1 km, une piste qui mène jusqu'au site.

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique de La Meskiana -feuille n° 177-B9-C30 à l'échelle 1/50 000. (Figure I.02)

Les coordonnées Lambert sont les suivantes :

Tableau I.01 : coordonnées de site

coordonnées	X	Y	Z	Carte	Echelle
Lambert	904,3	268,8	790	La Meskiana	1/50000

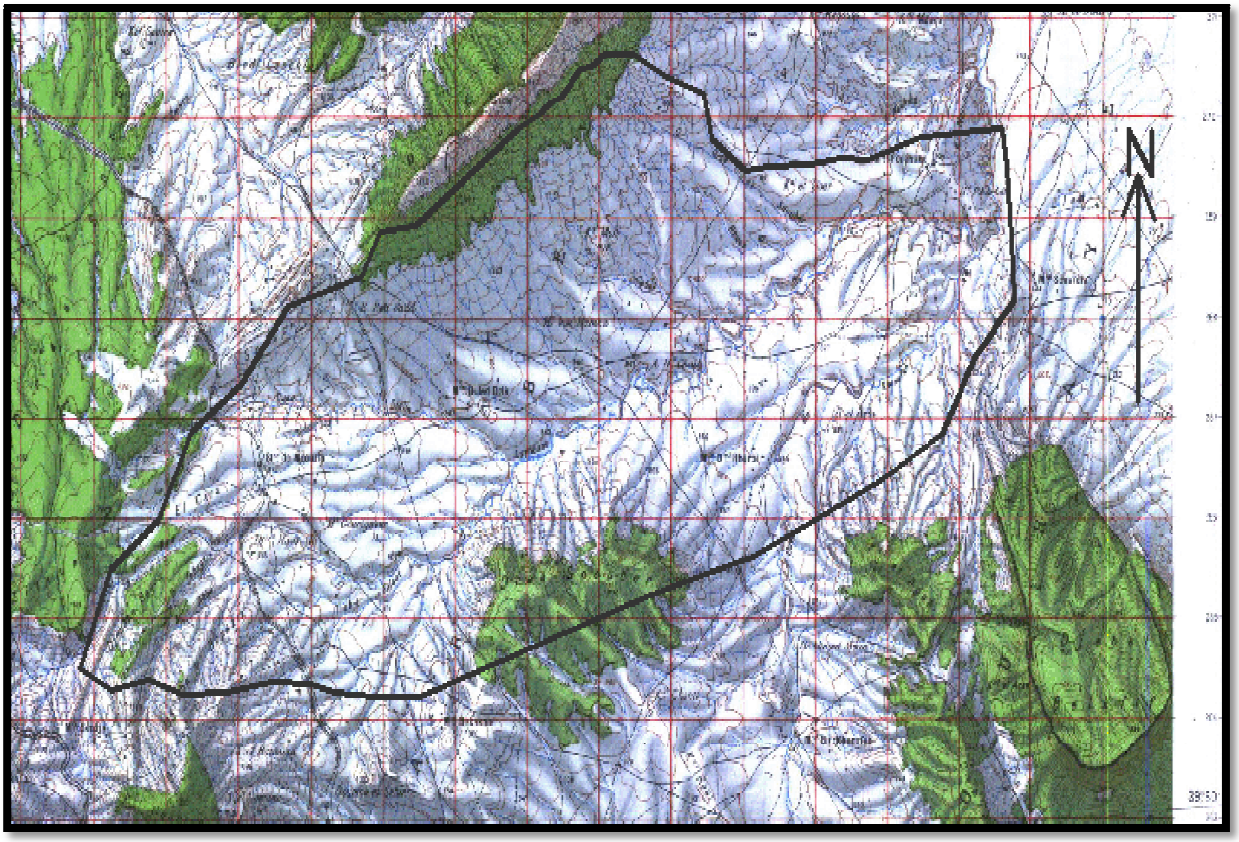


Figure I.02 : Localisation du site de la retenue sur la carte topographique de la Meskiana (1/50000)

I.4 Le choix du site :

L'axe de la digue est choisie selon les conditions géologiques, hydrologiques,

Topographique, puis la qualité et la disponibilité des matériaux de construction.

Donc l'emplacement de l'axe de future de la retenue de Bir D'heb fait sur un plan topographique et aussi beaucoup plus géologique et géotechnique qui doit être en convenance à l'emplacement des ouvrages annexes , et les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives et aussi le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues .

Vue la potentialité agricole de la zone d'étude, la future retenue collinaire de Bir D'heb sera destinée à l'irrigation gravitaire des périmètres agricoles en aval, ainsi que pour l'abreuvement des cheptels.

I.5 Choix du l'axe de l'ouvrage

L'objectif de mon mémoire de fin d'études est de tester la faisabilité d'un site choisi pour l'implantation et la construction d'une petite retenue collinaire destinée à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

Les raisons de l'implantation de l'ouvrage, en question doivent impérativement répondre aux conditions techniques et économiques. Notamment les conditions techniques liées au site comme :

- La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau.
- L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue.
- Moins la hauteur la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine.
- Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les Plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue).
- Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
- Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.

Ainsi que les conditions économiques liées au coût du projet, à savoir :

- Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année).
- Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange.
- La durée de vie de la retenue.
- Les conditions d'envasement qui doivent êtres au minimum.

Conclusion :

D'après ces informations sur le site de la future retenue nous constatons d'une façon générale que le site de la retenue FAID LABBA de la commune BIR DHEB de la wilaya de Tébessa est faisable du point de vue topographique dont aucun risque particulier n'est à craindre.

II.1. Etude géologique :

Introduction :

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de futur petite barrage nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

II .1.1 Description du site de la retenue :

Le site proposé pour la future retenue FAID LABBA est symétrique, et présente de faibles pentes avoisinant les 10 - 15 % pour les deux rives. La cuvette offre la possibilité d'emmagasinement d'un grand volume d'eau du fait que la pente est faible. Des argiles et des marnes affleurent sur les deux rives.

Le substratum se constitue d'argiles schisteuses du crétacé avec des bancs de marnes. Cet ensemble est recouvert par des argiles du miocène. Au fond de la vallée on observe des couches alluvionnaires.

L'ensemble du site se trouve dans un massif d'argile grise. Le fond est composé d'une couche argileuse du crétacé, pratiquement imperméable.

Les autres couches à partir desquelles la cuvette est constituée notamment d'argile schisteuse avec des bancs de marne imperméables et assurent l'étanchéité de la cuvette.

II.1.2 Géologie régionale :

II.1.2.1 Cadre géologique :

La région d'étude fait partie intégrante de l'Atlas Saharien, plus précisément de l'Atlas Saharien Oriental, qui se poursuit en Tunisie par l'Atlas Tunisien. Il s'agit d'une chaîne de montagne caractérisée par des anticlinaux et synclinaux perchés orientés suivant une ligne directrice SO-NE.

II.1.2.2 Stratigraphie :

Les terrains qui affleurent dans l'Atlas Saharien Orientai sont caractérisés par des dépôts allant du Crétacé inférieur au Miocène, en plus bien sûr du Trias évaporitique.

Le Crétacé inférieur est caractérisé par des formations argilo-gréseuses, à l'exception de l'Aptien qui est représenté par calcaires dans la partie sud et argilo-gréseuses dans la partie nord. Au crétacé supérieur et à l'Eocène les formations sont argileuses et calcaires. Elles sont argilo-gréseuses à l'Oligocène et au Miocène.

II.1.2.3 Sismicite de la région :

Selon la classification de Le R.P.A 88 (Règles Parasismiques Algériennes), Le site de la retenue collinaire **Faid LABBA** commune de BIR DHEB wilaya de **TEBESSA** est situé dans la zone **1** (Figure II.01), elle est considérée comme une zone de sismicité faible avec un coefficient d'accélération de 0,1(tableau II.01).

Tableau II.1 : Coefficients d'accélération

Groupe	**Zone I**	ZoneII-a	ZoneII-b	ZoneIII	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	**0,15**	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	**0,12**	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	**0,10**	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	**0,07**	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

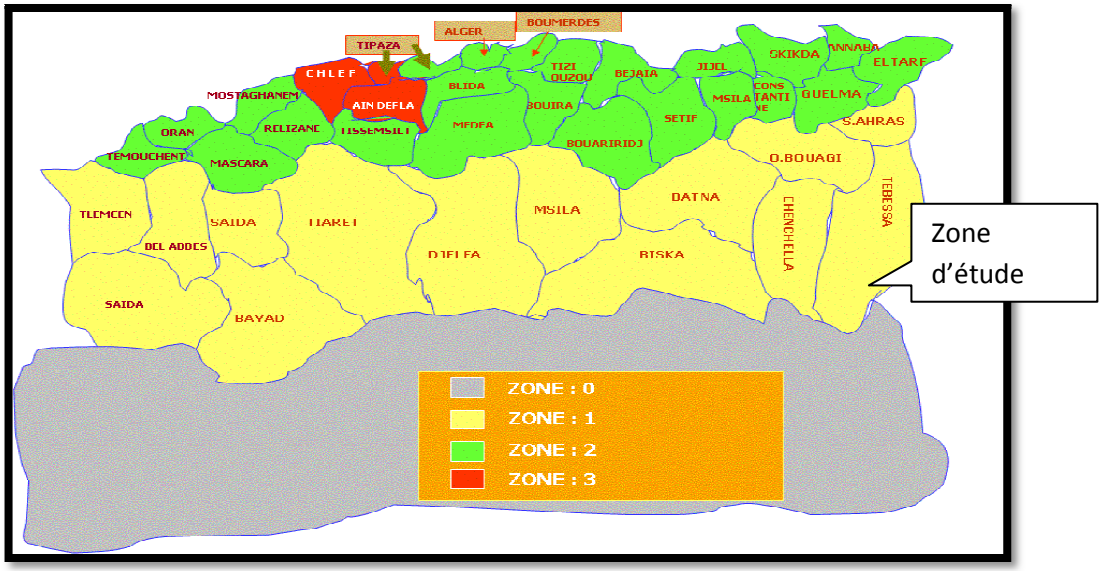


Figure II.01: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

II.2 GEOLOGÌE DU SITE ET DE LA CUVETTE

II.2.1 Description générale:

Le site de la retenue fait partie de l'Atlas Saharien, il est situé au Sud des Monts du Mellègue (Région de l'Ouenza) et au Nord des Monts de Tébessa. Ce site se trouve sur un étranglement de la vallée de l'Oued Larhbane. A cet étranglement la plaine de l'Oued, est d'une quarantaine de mètres de large.

II.2.2 Lithologie :

L'ensemble de la région d'étude est caractérisé par un relief très contrasté, est constitué, en général par un ensemble de crêtes calcaires allongées selon un axe SO-NE, séparant d'étroites dépressions marneuses cultivées. La partie occidentale est occupée par une grande plaine basse drainée par l'Oued Ksob et ses affluents (plaine du Morsott).

II.2.2.1 Les Marnes :

Les formations prédominantes en surface, ainsi qu'en profondeur, au niveau du site de la retenue (Rive droite, rive gauche et lit de l'oued), sont représentées par des marnes argileuses à plaquettes de calcite et intercalations de marnes.

II.2.2.2 Terrasses alluvionnaires :

Aux pieds des deux talus (RD et RG) existe une petite basse terrasse alluvionnaire constituée de graviers calcaires, à matrice limono-argileuse. Son épaisseur dépasse rarement 1.5 m, sa partie basale est grossière (Eléments calcaires à faible matrice fine). Elle d'une faible extension latérale sa largeur ne dépasse pas les 20.0 m.

II.2.2.3 Lit de l'oued :

Le lit de l'Oued actuel, est étroit, constitué d'éléments anguleux à subanguleux, de nature calcaire et schisteuse, de taille diverse, allant de 0.5 à 15.0 cm de diamètre, rarement supérieur à 25.0 cm. L'ensemble est à dominante graveleuse, légèrement sableuse, il est possible d'utiliser ces graviers comme matériaux filtrants.

La cuvette de Oued Larhbane, de part sa morphologie très douce, la nature à prédominance marneuse dans toute l'aire de site et de la cuvette est relativement stable. Aucune manifestation d'instabilité n'est observée sur toute l'entendue de la cuvette.

II.2.3 Hydrogéologie du site de la retenue :

Plusieurs niveaux sont reconnus comme aquifères dans la région.

- **La nappe superficielle :** Il s'agit d'une nappe alluviale localisée dans les accumulations alluvionnaires (dépôts sableux et argilo-sableux du Quaternaire) d'oued Larhbane. Elle est alimentée par les précipitations, l'infiltration des eaux de l'oued et les eaux d'irrigation.

- **Niveau de la nappe:**

Le niveau de la nappe a été mesuré sur l'ensemble des sondages de l'axe tout au long de la campagne.

On constate que le niveau de la nappe reste subhorizontal sous l'Oued et sur les rives droites et gauches où celle-ci baigne les marnes et les alluvions.

II.2.3.1 Analyse hydrogéologie de la cuvette

a. Perméabilité

Les marnes constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.
Les alluvions récentes et actuelles (graviers, cailloux et sables, roulés) sont perméables.

b. Étanchéité

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire est garantie par les marnes argileuses brune en abondance jouant donc le rôle d'un tapis d'étanchéité (˜ 10^{-8} m/s).

II.2.3.2 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue

a. Perméabilité

Les marnes dominantes du substratum de fondation de la digue, sont imperméables (10^{-8} cm/s). Néanmoins nous préconisons une clé d'ancrage de la digue à 3m de profondeur pour garantir une étanchéité totale.

b. Étanchéité

Elle est assurée par le substratum marneux imperméable.

II.2 Etude géotechnique

II.2.1 Travaux de reconnaissance effectués :

Campagne de reconnaissance in situ par la réalisation de fouilles, en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les Zones d'emprunts), avec prélèvements d'échantillons de différents faciès pour pouvoir connaître et déterminer la structure géotechnique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses Ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

Tableau II.1 : les sondages

№	Profondeur	Situation
1	12.00 m	Rive droite
2	12.40 m	Fond de vallee
3	12.20 m	Rive gauche
4	12.30 m	Fond de vallee

II.2.2 Résultats des travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur.

Les trois (03) sondages exécutés montrent :

- **Sondage 1 :**

Ce sondage situé en rive droite rencontre 1.80 m de colluvions limono-Argileuses, 2.7m (1.8 - 4.5 m) de limons sableux, avec des éléments grossiers calcaires et des blocs et cailloux à matrice sableuse de 4.5 à 6.3 m de profondeur.

Viennent ensuite les formations Emscheriennes : Marnes altérées, de 6.3 à 8.0 m puis viennent les marnes saines grises (8.0 à 12.0 m)

- **Sondage 2 :**

Ce sondage, Implanté en fond de vallée nous donne l'épaisseur des alluvions qui est de 6.3 m, 2.3 m d'argiles plastiques et 4.0 m d'alluvions grossières calcaires et marneuses.

On traverse ensuite 1.7 m de marnes grises, friables, altérées (6.3 - 8.0 m), ensuite viennent les marnes saines grises, de **8** a *12* m de profondeur.

- **Sondage 3 :**

Ce sondage situé sur la rive gauche rencontre :
4.5 m d'argiles brunes caillouteux en surface.
2.9 m de marnes grises, très friables.
4.6 m de marnes saines, grises, compactes de 7.4 â 12.0 m de profondeur.

Ces trois (03) sondages alignés suivant l'axe de la digue ont permis de préciser la nature des formations géologiques traversées d'une part et de donner la profondeur des alluvions en fond de vallée.

- **Sondage 4 :**

Ce sondage, implanté en fond de vallée nous donne l'épaisseur des alluvions qui est de 6.1 m, 2.4 m d'argiles plastiques et 3.80 m d'alluvions grossières calcaires et on traverse ensuite 1.6 m de marnes grises, friables, altérées (6.3 - 8.0 m), ensuite viennent les marnes saines grises, de 8.0 à 12.0 m de profondeur.

II.2.3 Résultats des essais de perméabilité :

Des essais d'eau du type Lugeons ont été effectués de façon systématique dans les formations marneuse du substratum.

Trois (03) essais ont été exécutés par passes de 3 m de profondeur. Les pressions appliquées ont été poussées jusqu'à 5 bars.

Sur les trois (03) essais effectués on relève des perméabilités exprimées en unités Lugeons, faibles. Elles varient de 2.60 à 4.06 UL.

On constate donc que ces marnes du substratum, sont imperméables à peu perméables. Cela rentre en relation directe avec la nature du substratum marneux (roche ductile).

II.2.4 Analyse granulométrique :

Une seule analyse granulométrique a été réalisée sur l'échantillon du sondage de 1.5 à 1.9 m. Le pourcentage des inférieures à 80 µ est de 80% et les inférieurs à 2 mm est de 99 %.

II.2.5 Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg ont permis de classer ce matériau dans la catégorie " CL", correspondant ainsi à des matériaux de moyenne plasticité, et de moyenne compressibilité.

L'indice de consistance déduit pour ce matériau, montre un sol à l'état dur pour cet échantillon (Ic>1).

II.2.6 Essais de cisaillement rectiligne Cu :

Les deux essais (02) de cisaillement consolidés et non drainés (Cu), réalisés sur des échantillons recompactés à l'optimum Proctor, dénotent des matériaux de faible résistance mécanique, faible cohésion (Cu) et de faibles à moyens angles de frottement (ϕu).

II.2.7 Densités humides et sèches :

Huit (08) densités humides ont été mesurées, elles oscillent entre 1.92 et 2.47 (t/m^3), il s'agit de matériaux très denses.

Huit (08) densités sèches ont été mesurées au laboratoire, elles oscillent entre 1.67 et 2.33 (t/m^3), il s'agit donc de matériaux de densité moyenne à élevée.

II.3 Zone d'emprunt

Des puits de reconnaissance ont été foncés, afin de trouver les matériaux nécessaires à la construction de la digue de la retenue.
Des matériaux de construction de granulométrie généralement fine (Limons et argiles, graveleux), contenant parfois des éléments grossiers.

Trois puits (03) puits ont été foncés, afin de déterminer la lithologie ainsi que la possibilité d'utilisation comme matériaux de construction. Ces sols sont généralement, pourvus d'un léger couvert végétal, contenant des traces de gypse par endroits et éléments calcaires, rarement schisteux.

Les matériaux fins, sont disponibles, en grandes quantités en amont du site, sur les deux rives. Ils pourront servir à la réalisation du corps de la digue. Il s'agit d'argiles brunes, parfois bariolées.

En ce qui concerne les matériaux grossiers pour les Rip Rap, filtres et drains, ils peuvent être ramassés à partir de l'oued (Surtout que cet oued est tapissé par des graviers et sables) et les colluvions.

II.3.1 Analyse des résultats géotechniques :

Les trois (03) puits réalisés sur ce site, ont été échantillonnés. Ils ont été soumis aux essais ci dessous :

- Granulométrie
- Limites d'Atterberg
- Teneur en eau
- Essai Proctor
- Cisaillement Direct Cu
- Perméabilité
- Analyses chimiques

II.3.2 Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique réalisée sur cinq (05) échantillons de cette zone, présente un fuseau granulométrique étroit, ce qui permet de dire que ces matériaux sont plus ou moins homogènes.

Ils sont en général à forte composante fine, pour la totalité des puits, où les inférieures à 0.80 µ oscillent entre 77.8 et 90.8 (%).

II.3.3 Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg, ont permis de classer ces matériaux dans la catégorie " CL ", correspondant ainsi à des argiles de moyenne plasticité, et de moyenne compressibilité pour l'ensemble des puits de cette zone.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur pour la totalité des puits (Ic >1), excepté pour le puits 03 entre 0.40 et 1.50 m de profondeur, qui se trouve à l'état mi-dur (lc <0.91).

Tableau II.02 : Résultats des essais limites d'Atterberg

Puits	Profondeur	Granulométrie		Wn	Limites d'Atterberg				Classification
n°	(m)	2 mm	<80µ	(%)	WL	WP	IP	IC	
01	0.00-1.70	68.70	56.00	05.3	35.00	19.00	16.00	1.86	CL
02	0.00-1.60	97.50	89.90	15.7	37.00	20.00	17.00	1.25	CL
02	1.60-2.20	96.90	90.80	08.2	47.00	23.00	24.00	1.62	CL
03	0.40 -1.50	99.00	77.80	20.4	34.00	19.00	15.00	0.91	CL
03	1.50-2.00	95.00	85.20	10.4	40.00	21.00	19.00	1.56	CL

II.3.4 Essais Proctor Normal :

Cinq (05) essais Proctor ont été effectués. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.03 : Résultats des essais Proctor Normal

Puits. №	Prof, (m)	Teneur en eau Wn(%)	Teneur en Wopt(%)	Densité sèche δ_{dmax}(t/m^3)
01	0.00-1.70	05.30	14.00	1.90
02	0.00-1.60	15.70	12.00	1.85
02	1.60-2.20	08.20	18.00	1.70
03	0.40 - 1.50	20.40	10.00	1.92
03	1.50-2.00	10.40	14.00	1.85

Ces matériaux sont caractérisés par une densité sèche (δ_{dmax}) oscillant entre 1.70 et 1.92 (t/m^3). Ces valeurs sont moyennes à fortes. Elles sont convenables en termes de compactage.

II.3.5 Essais de cisaillement rectiligne Cu :

Les quatre (04) essais de cisaillement consolidé et non drainé (Cu), réalisés sur des échantillons recompactés à l'optimum Proctor, dénotent des matériaux de faible résistance mécanique, faible cohésion (Cu) et de faibles à moyens angles de frottement (ϕu).

Tableau II.04 : Résultats des essais de cisaillement rectiligne

Puits N°	Prof (m)	Cu (bars)	Φu (°)
02	0.00-1.60	0.41	10.00
02	1.60-2.20	0.48	13.00
03	0.40-1.50	0.30	09.00
03	1.50-2.00	0.80	19.00

II.3.6 Essais de perméabilité

Quatre essais de perméabilité sous des charges de 2.0 et 4.0 bars, ont été réalisés au laboratoire. Les résultats obtenus dénotent des matériaux pratiquement imperméables.

Tableau II.05 : Résultats des essais de perméabilité

Puits N°	Prof (m)	K (cm/s) à 2.0 bars	K (cm) à 4.0 bars
02	0.00-1.60	$1.17x10^{-8}$	$6.32x10^{-9}$
02	1.60-2.20	2.70×10^{-9}	$1.80x10^{-9}$
03	0.40-1.50	5.41×10^{-8}	$7.22x10^{-9}$
03	1.50-2.00	2.61×10^{-8}	$6.32x10^{-9}$

II.3.7 Essais Œdométrique :

Quatre (04) essais Œdométrique ont été réalisés. Les résultats obtenus dénotent dans le tableau suivant :

Tableau II.06 : Résultats des essais œdométrique

Puits N°	Prof (m)	Pc (bars)	Cc	Cg
02	0.00-1.60	1.030	0 179	0.030
02	1.60-2.20	1.020	0.175	0.067
03	0.40-1.50	0.874	0178	0.029
03	1.50-2.00	1.250	0.154	0.033

On peut résumer, il s'agit de matériaux moyennement compressibles et peu gonflants pour cette zone.

II.3.8 Analyses chimiques

Tableau II.07 : Résultats des essais d'analyses chimiques

Puits. N°	Prof. (m)	Gypse	Insoluble (%)	Agressivité	Sulfates
01	0.00-1.70	0.27	36.92	Faible	1506.50
02	0.00-1.60	Traces	27.12	Nulle	Traces
02	1.60-2.20	0.86	48.63	Faible	4798.50
03	0.40-1.50	Traces	35.35	Nulle	Traces

Des analyses chimiques ont été effectuées. Il s'agit du taux de gypse, de sulfates et d'insolubles contenus dans ces matériaux, ainsi que leur agressivité.

Elles montrent que ces matériaux possèdent un faible à très faible teneur en gypse. Les insolubles représentent moins de la moitié. Concernant l'agressivité, elle est faible à nulle pour la totalité des puits.

II.4 Qualité et quantité :

Les matériaux étudiés sont fins avec parfois quelques éléments grossiers. Ils sont convenable en terme de compactage, de moyenne résistance mécanique.

La teneur en gypse de ces matériaux est acceptable, elle est très faible, ils ne sont pas agressifs.

Pour l'ensemble des ouvrages, les quantités de matériaux à mettre en œuvre sont relativement faibles. Ce modeste volume peut être récupéré à l'intérieur de la cuvette, leur exploitation augmentera la capacité de la retenue. Par ailleurs, il existe des volumes importants en amont immédiat du site de la retenue et dans toute la région.

Conclusion

Le site de la retenue d'Oued Larhbane est caractérisé par une formation prédominante, qui est la marne sous toute l'emprise du barrage, parfois recouverte par une couche de colluvions limoneuses, avec des éléments grossiers de nature calcaire et schisteux et par une terrasse sur les deux rives.

Le volume nécessaire pour les besoins de la digue ne sont pas très importants du point de vue volume, ils se trouvent à l'intérieur de la cuvette, leur exploitation augmentera la capacité de la retenue. Par ailleurs, il existe des volumes importants en amont et en aval immédiat du site de la retenue.

Introduction

Le présent chapitre concerne l'étude hydrologique du projet de la retenue collinaire de **Faid Labba** commune de Bir d'heb. Dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphométriques, les données climatiques, pluviométriques, ainsi que la détermination de l'apport de différentes fréquences, Par ailleurs, le calcul des débits maximums et les apports solides feront l'objet de ce chapitre.

III.1. Situation géographique

Le site de la future retenue collinaire sur l'Oued Larhbane se trouve dans la Wilaya de Tébessa, Daïra et commune de Bir D'Heb, Le site proposé est définie sur la carte d'Etat-major de la Meskiana Feuille n°177-B9-C30 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

X = 973.365
Y= 268.138
Z= 792

III.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire sur Larhbane est délimité à partir de la carte Topographique .Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et carte hydrographique du bassin versant.

III.2.1 Paramètres géométriques

- **Superficie du bassin versant**

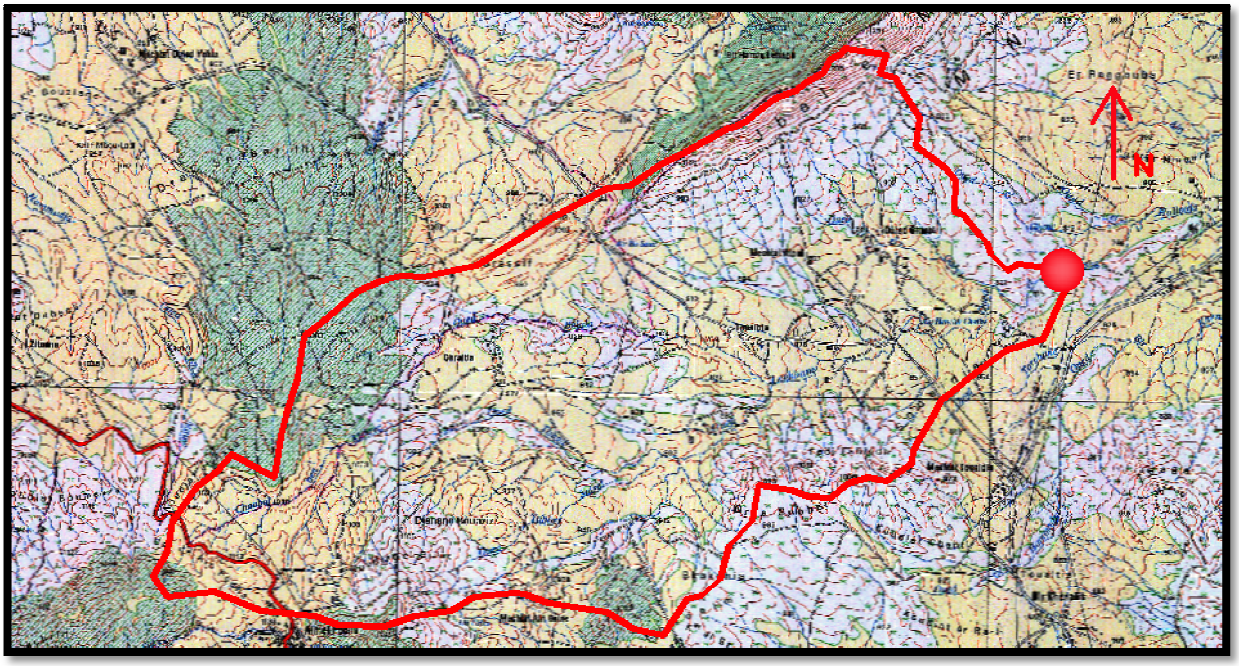
La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel « Auto CAD 2008 » à la base de la carte d'état-major : Meskiana EST Feuille n°177-B9-C30 de l'échelle 1/50000.

S = 45.02 km²

- **Périmètre du bassin versant**

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide de « Auto CAD 2008 »

P =32.02 km



Légende :

Délimitation du bassin versant

Exutoire

Figure III.01 : La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 000

III.2.2 Paramètres de forme

III.2.2.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc"

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

P : périmètre du B.V (km).

S : surface du B.V (km^2)

D'où : **Kc = 1.34**

Tableau III.01 : classification de bassin en fonction de **Kc**

Kc < 1,25	Bassin compact	Réponse rapide
1,25 <Kc< 1,5	Bassin de forme moyenne	Réponse moyenne
Kc > 1,5	Bassin plutôt allonge	Réponse plus lente

On a d'après ce tableau $1.25< K_c < 1.5$ donc le bassin versant est **« de forme moyenne ».**

III.2.2.2 Coefficient d'allongement

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

L : la longueur du talweg principal (km). L=14.81 km

S : la superficie du B.V (km2). S=45.02 km²

AN: **Ca = 4.87**

III.2.2.3 Rectangle equivalent

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entres eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.
Les dimensions sont tirées comme suit :

$S=L \times l$ où L : longueur de rectangle équivalent.

$P/2=L+l$ l : largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \Rightarrow \quad P = k_c \frac{\sqrt{S}}{0.28}$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation :

$$X^2 - \frac{P}{2} - X + A = 0$$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S + K_C{}^2 \frac{S}{0.28^2.4} - 4S$$

Avec: Kc =1.46 $\Rightarrow \Delta \geq 0$
D'où:

$$L = \frac{K_C\sqrt{S}}{1.12}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2}\right] \text{......III.3}$$

$$l = \frac{K_C\sqrt{S}}{1.12}\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_C}\right)^2}\right] \text{......III.4}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent en km ;
l : larguer du rectangle équivalent en km ;
Kc : Indice de compacité ; **S** : surface du B.V en km²

L =12.37km | **l = 3.64 km**

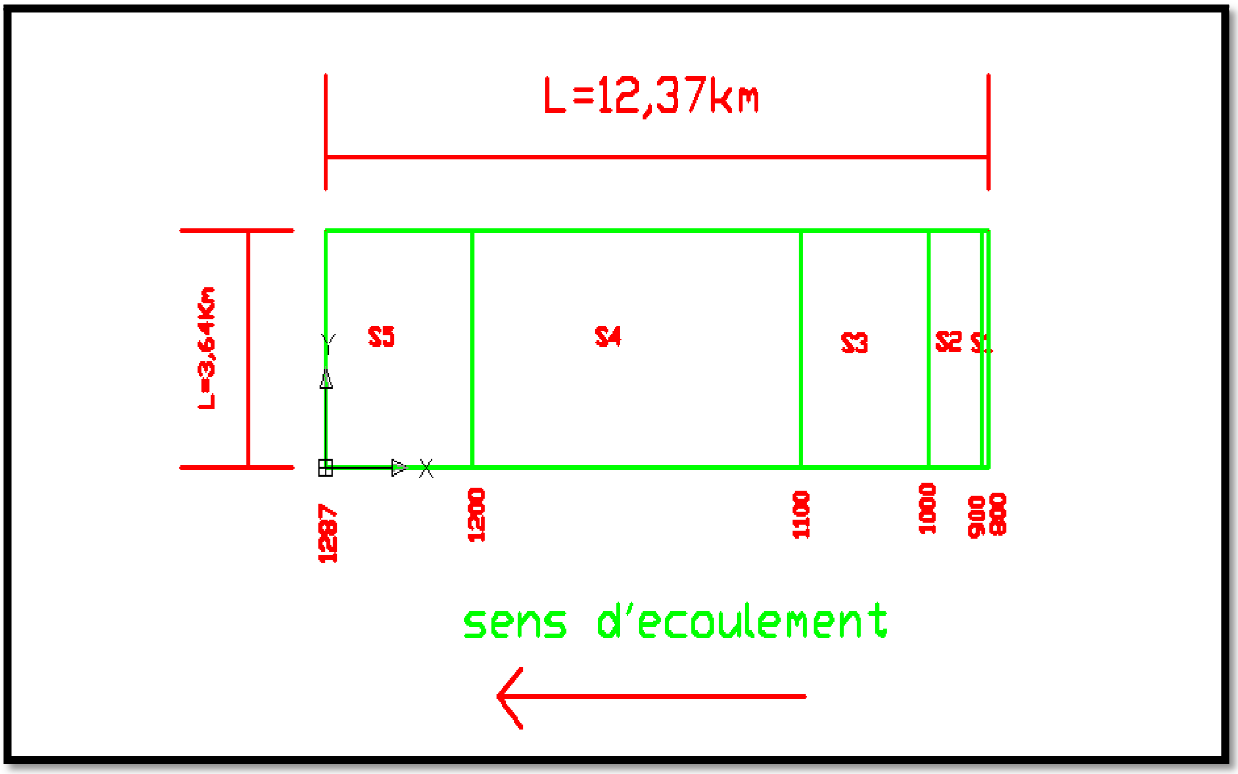


Figure III.02 : Le rectangle équivalent

Tableau III.02 : les paramètres hydromorphométriques du bassin versant

Bassin	S(km²)	P(km)	K_c	C_a	L(km)	l(km)
BV	45.02	32.02	1.34	4.87	12.37	3.64

III.2.3 Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation.

C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin, et joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

III.2.3.1 La courbe hypsométrique

Leur importance est primordiale dans la description du bassin versant, hors leur représentation se fait à travers la détermination des surfaces partielles par tranche d'altitude,

On a fait tout ce travail en utilisant le logiciel « **AutoCAD» ;**

La courbe hypsométrique traduit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

La courbe hypsométrique sert en particulier à déterminer la pluie moyenne sur un bassin versant et donne des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage

Tableau III.03: Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant

Altitude	Surface			
	Partielles		Cumulus	
	Si (km²)	Si (%)	Si (km²)	Si (%)
1287-1200	0.474	1.053	0.474	1.053
1200-1100	3.645	8.097	3.645	9.150
1100-1000	8.613	19.133	8.613	28.283
1000-900	22.271	49.474	22.271	77.757
900-800	10.013	22.243	10.013	100
Somme	45.016	100		

La courbe hypsométrique :

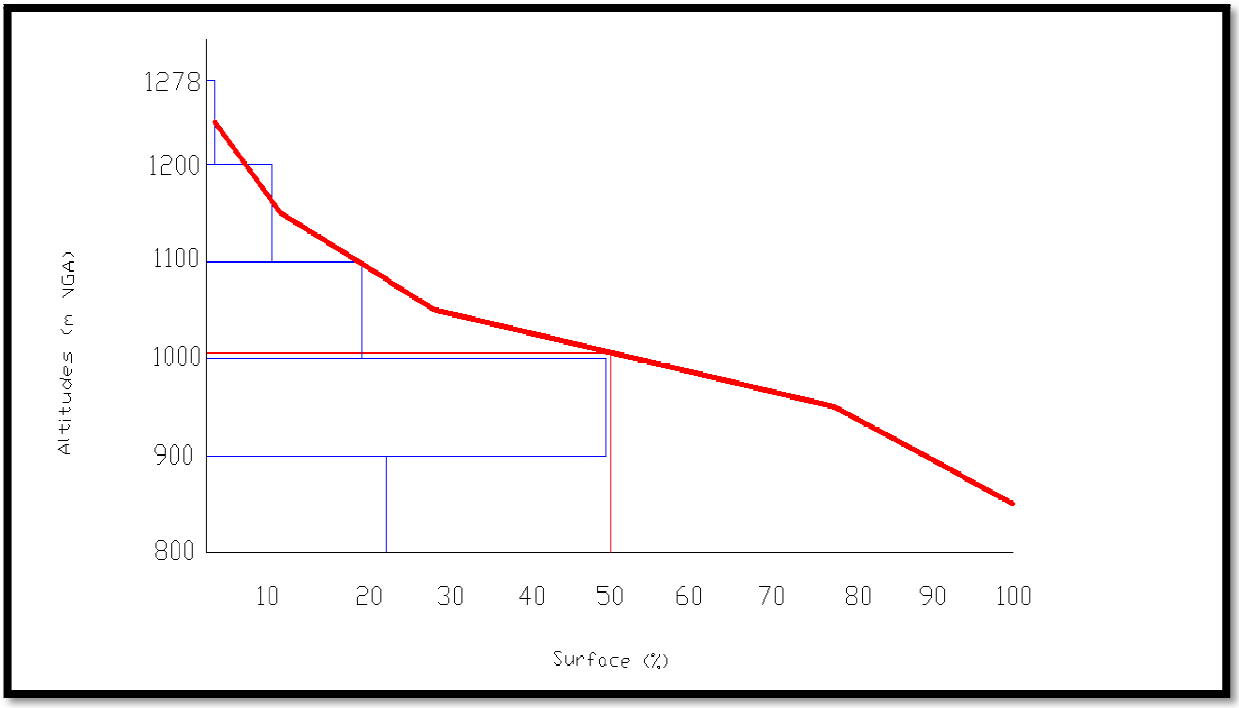
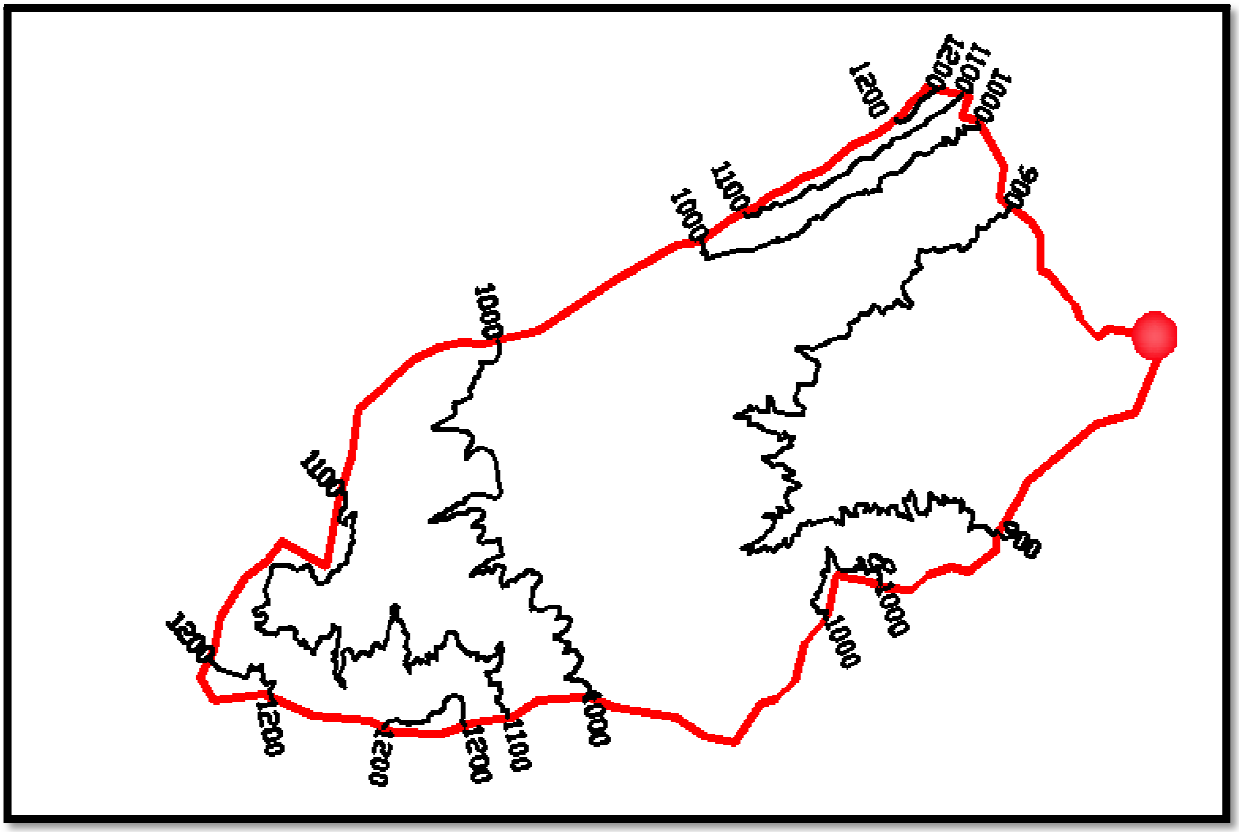


Figure III.03: La courbe hypsométrique du bassin versant



Légende :

Délimitation du bassin versant

Courbe de niveau

Exutoire

Figure III.04 : Le bassin versant avec ses courbes de niveau

III.2.3.2 Les altitudes du bassin versant

La courbe hypsométrique permet de déterminer les altitudes suivantes **:**

Altitude maximale H max : H_{max} = 1287 m

Altitude minimale H min : H_{min} = 800m

Altitude Médiane: $H_{50\%}$ = 1050m

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

Altitude Moyenne :

$$H_{moy} = \frac{S_{i*} H_i}{S} \text{..... III. 5}$$

Avec :

Hi : l'altitude partielle de bassin versant.

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

S : la surface totale du bassin versant (Km^2)

Tableau III.04: Résultats de calculs

Altitude	H_i(m)	S_i (km^2)	H_i*S_i
1287-1200	1243.5	0.474	589.419
1200-1100	1150	3.645	4191.75
1100-1000	1050	8.613	9043.65
1000-900	950	22.271	21157.45
900-800	850	10.013	8511.05

A.N:

$$\mathbf{H_{moy}} = \frac{43493.319}{45.016} = 946.17 \text{ m}$$

H_{moy} = 966.175m

Tableau III.05: Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (m. NGA)
H_{moy}	966.175
$H_{50\%}$	1050
H_{max}	1287
H_{min}	800
$H_{95\%}$	925
$H_{5\%}$	1250

III.2.3.3 Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours de ruissellement direct donc sur le temps de concentration Tc et influence directement le débit de points lors d'une averse.

Donc la valeur de la pente moyenne est donnée par la relation suivante :

$$I_{moy=} \frac{\Delta H\ (0.5.l1+l2+\cdots+ln-1+0.5\ ln)}{S} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{III.6}$$

Avec :

ΔH: dénivelés entre deux courbes de niveaux successives en (m)
L $_i$: les longueurs des courbes de niveaux d'ordre (Km).
S: superficie du bassin versant (Km^2).

Tableau III.06 : La pente moyenne du bassin versant

Altitude (m)	ΔH (m)	Longueur (km)
1200	**100**	3.540
1100		15.035
1000		18.210
900		16.466

A.N :

$$I_{moy}= 0.96\%$$

III.3.2.4 Indice de pente

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin

- **Indice de pente globale (I_g)**

A partir de la courbe hypsométrique, nous avons tiré les altitudes de 5% et 95% de la surface du bassin versant.

Cet indice est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \text{.....III.7}$$

Avec :

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$

L: la longueur du rectangle équivalent (km)

D'après la courbe hypsométrique :

$H_{5\%}$= 1250m ; $H_{95\%}$= 925m

L=12.37 km

A.N : $I_g = \frac{1250-925}{12.37}$ = 26.27 (m/km)

$$\mathbf{I_g = 0.263\%}$$

- **Indice de pente de roche (Ip)**

La valeur d'I_p est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{I_p} = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \text{.....III.8}$$

Avec :

L: la longueur du rectangle équivalent (km)

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau successives H_i et H_{i-1}

Tableau III.07 : les paramètres de calcul du I_p

Altitude	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S(Km²)	S. (Hi - H_{i-1})	$\sqrt{Si * (Hi - Hi - 1)}$
1287-1200	87	0.474	41.238	6.422
1200-1100	100	3.645	364.5	19.092
1100-1000	100	8.613	861.3	29.348
1000-900	100	22.271	2227.1	47.192
900-800	100	10.013	1001.3	31.643

Donc : $I_p = \frac{133.697}{12370} =$ **0.011**

$$\boxed{I_p = 1.1\%}$$

- **Indice de pente moyenne I_{pm}**

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{S}} \quad \text{.....III.9}$$

Avec : H_{max} : L'altitude maximale (m)

H_{min} : L'altitude minimale (m)

S : la surface du bassin versant (km²)

A.N :

$$\boxed{I_{pm} = 72.58 \text{m/km}}$$

- **Pente moyenne du cours d'eau principal I_c**

Est donnée par la relation suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{.....III.10}$$

Avec :

ΔH **:** Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m)

ΔL **:** Distance entre ces 2 points (km)

AN :

$I_c = \frac{900-800}{7.523}$ = (m/km)

Ic =1.329 %

- **Dénivelée spécifique D_S :**

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 le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \quad \text{.....III.11}$$

Avec : Ig **:** indice de pente global (m/km)

S **:** surface du bassin (km²)

A.N :

D_s = 176.256 m

Tableau III.08: classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	Ds (m)
R1	Très faible	**Ds<10**
R2	Faible	**10 <Ds<25**
R3	Assez faible	**25 <Ds<50**
R4	Modéré	**50<Ds<100**
R5	Assez modéré	**100<Ds<250**
R6	Fort	**250 <Ds<500**
R7	Très fort	**Ds>500**

On a **100<Ds<250** donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est Assez modéré de classe **R_5**.

III.3 Les caractéristiques hydrographique

- **Le réseau hydrographique :**

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanent ou temporaires qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de forme, et selon la classification de SCHUM qui dit **« est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ».**

Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau **d'ordre 5**

La figure présentée ci-après illustre le schéma global du réseau hydrographique du bassin versant objet de cette étude.

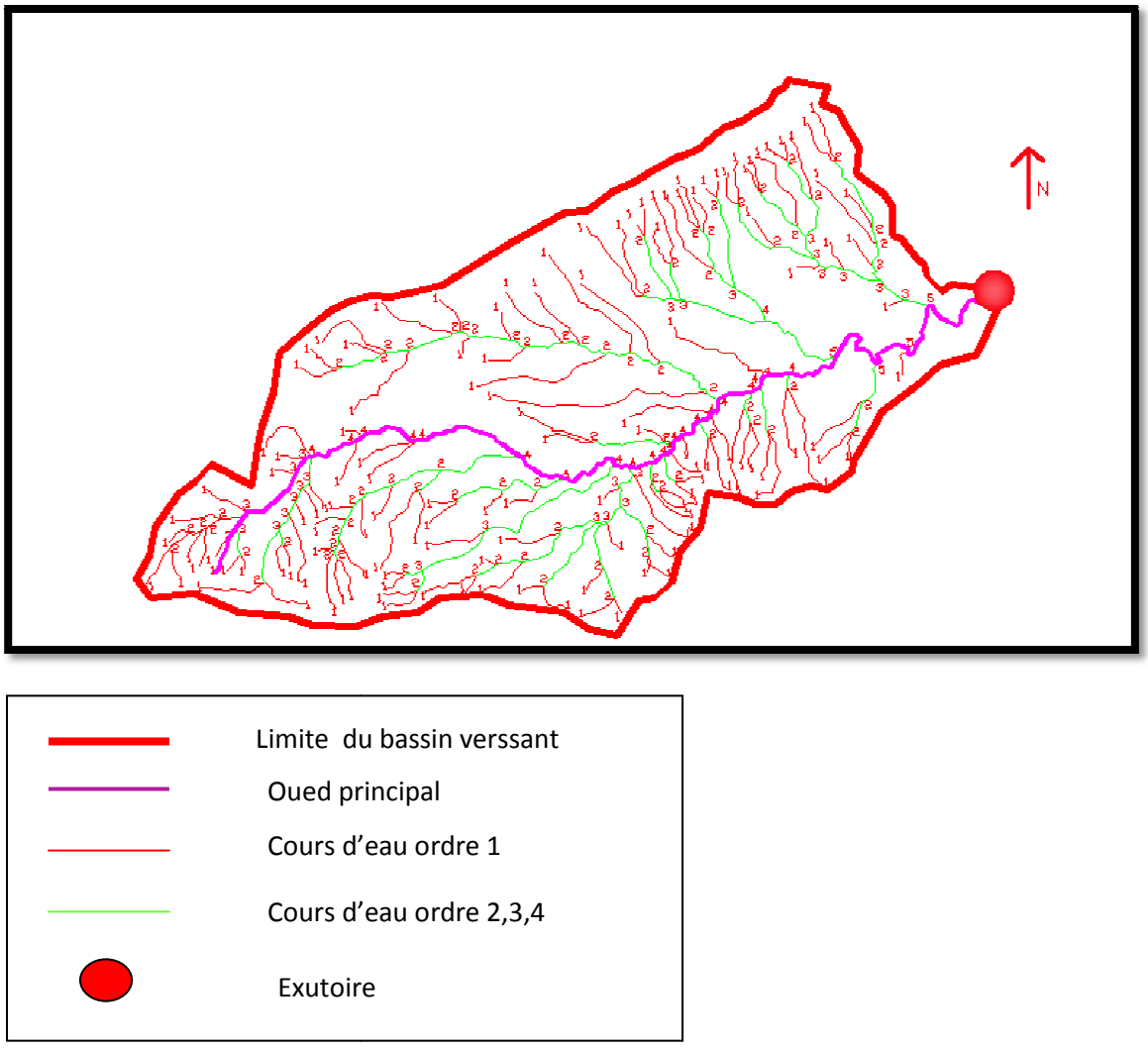


Figure III .05: Le réseau hydrographique d'Oued Larhbane

- **La longueur du cours d'eau principal (L)**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc :

L = 14.81 km

- **Le profil en long**

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

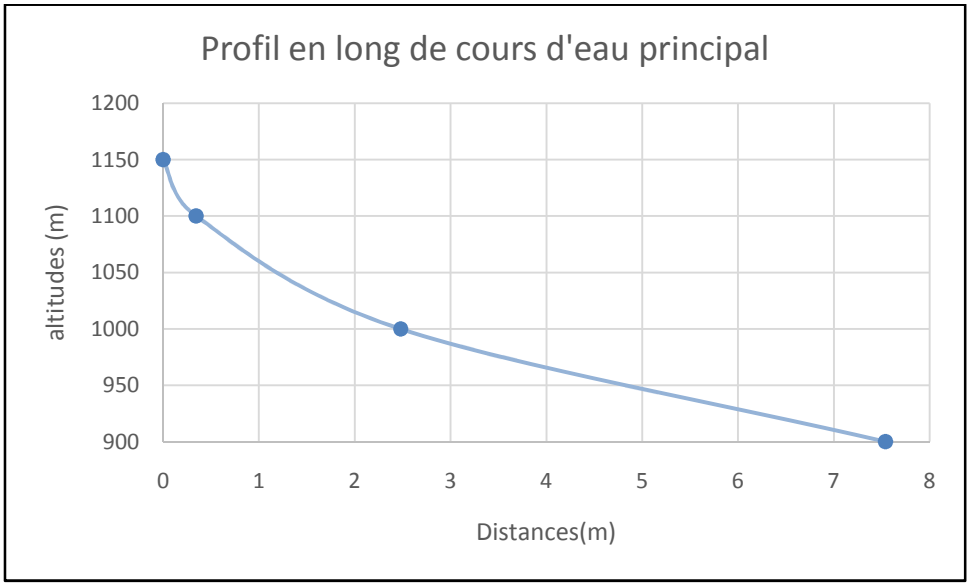


Figure III.06 : Profil en long d'oued Larhbane

- **La densité de drainage**

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur cumulée de tous les cours d'eau de la surface totale du bassin versant ce qui permet de comparer l'écoulement superficiel au niveau de plusieurs bassins. Elle est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_i^n Li}{S} \text{.....III.12}$$

Avec :

L_i : La longueur totale des talwegs du bassin versant (km)
S : surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$D_d = \frac{127.930}{45.016} = 2.84$ (km/ km²)

D_d =2.84km/ km²

- **Densité du thalweg d'ordre 1**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \text{ ……..……III.13}$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1. **N_1= 83.627**

S : Superficie du bassin versant. **S =45.016 Km²**

Donc:

$F1 = \frac{83.627}{45.016} = 1.86$ thalweg / km²

F1=1.86 thalweg/ km²

- **Coefficient de torrentialité (CT)**

Ce paramètre donne une idée sur la densité de drainage d'ordre 1,

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d * F_1 \quad \text{.....III.14}$$

Avec: C_t : coefficient de torrentialité

D_d: densité de drainage (km / km²)

F_1:densité de thalwegs d'ordre 1

A.N:

C_t=5.28 Km^3

- **Le temps de concentration**

A) FORMULE DE -GIANDOTTI :

$$\mathbf{Tc} = \frac{(4\sqrt{S}+1.5L)}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \text{.....III.15}$$

Tc: temps de concentration (en heure)
S : superficie du bassin versant (km²)
L: longueur du thalweg principal (km)
$\mathbf{H_{moy}}$**:** altitude moyenne (m)
$\mathbf{H_{min}}$**:** altitude minimale (m)

A.N :

Tc =4.75heures

B) Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$\mathbf{Tc}=\left(0{,}87\times\frac{L^3}{H}\right)^{0{,}387} \text{ ....III.16}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max et altitude min.

A.N :

Tc = 1.97heure

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la formule de Giandotti qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte plusieurs paramètres géométriques du bassin. Ainsi que c'est la plus proche à la moyenne.

Donc :

Tc = 4.75 heures

- **Vitesse moyenne de ruissellement**

Elle donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L}{T_C} \quad \text{..... III.17}$$

Avec :

L : longueur de talweg principale **(km)**

Tc : le temps de concentration **(heure)**

V_R = 3.03 m/heure

Tableau III.09 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km^2	**45.016**
Périmètre		P	km	**32.020**
Longueur du thalweg principal		L_P	km	**14.81**
Pente du thalweg principal		I	%	**1.329**
Indice de compacité		K_C	-	**1.34**
Coefficient d'allongement		K_P	-	**5.43**
Rectangle	**longueur**	L_r	m	**12.37**
	largeur	l_r	m	**3.64**
Altitudes	**maximale**	H_{max}	m	**1287**
	moyenne	H_{moy}	m	**966.175**
	médiane	H_{med}	m	**1050**
	minimale	H_{min}	m	**800**
Pente moyenne de B.V		I_{moy}	%	**0.96**
Indice de pente de Roche		I_P	%	**1.1**
Indice de pente globale		I_g	m/km	**0.263**
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/km	**72.58**
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	**2.84**
Coefficient de torrentialité		C_t	Km^{-3}	**5.28**
Temps de concentration		T_c	h	**4.75**
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	**3.03**

III.4 Données climatologiques :

Les conditions climatiques et d'autres facteurs qui régissent l'écoulement superficiel, jouent un rôle important dans le régime hydrologique des cours d'eau. Les facteurs climatiques les plus déterminants sont les précipitations, les températures de l'air et de l'eau, le vent et l'évaporation.

III.4.1 La Températures :

La température est l'un des principaux facteurs conditionnant le partage des eaux météoriques. Elle conditionne l'enneigement, le gel, la fonte des neiges et la condensation. Aussi, elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau atmosphérique qui alimente les précipitations.

Tableau III.10: Variation annuelle des températures station de TEBESSA

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fév**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Jui**	**Juill**	**Aou**
Moyenne C°	22.10	17.50	11.70	7.80	6.50	7.90	10.80	13.30	19.0	23.80	26.60	26.10

(Source : ONM)

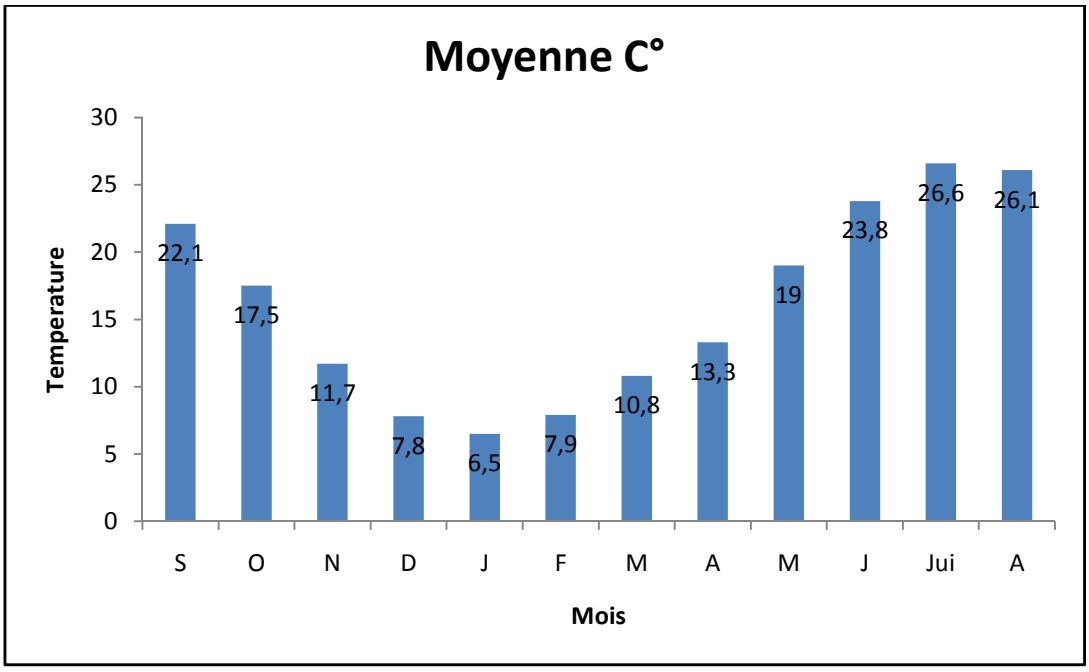


Figure III.07: la répartition mensuelle de la température en C°

III .4.2 L'évaporation :

La caractéristique essentielle du climat méditerranéen est la très grande sécheresse de son atmosphère, ou plus exactement, le déficit de saturation de celle-ci. Les quantités de vapeur d'eau que peuvent contenir les basses couches de l'atmosphère sont parfois importantes.

L'évaporation sur plan d'eau libre est importante, elle permet l'estimation des pertes et rentre dans les schémas de régularisation et de gestion des réservoirs.

Tableau III.11 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy
ETP (mm)	210.6	140.4	103.4	70.2	60.4	67.0	89.1	107.9	133.9	139.9	179.4	236.0	153.2

(Source : ONM)

La valeur minimale est enregistrée au mois de Janvier et la valeur maximale au mois d'Août.

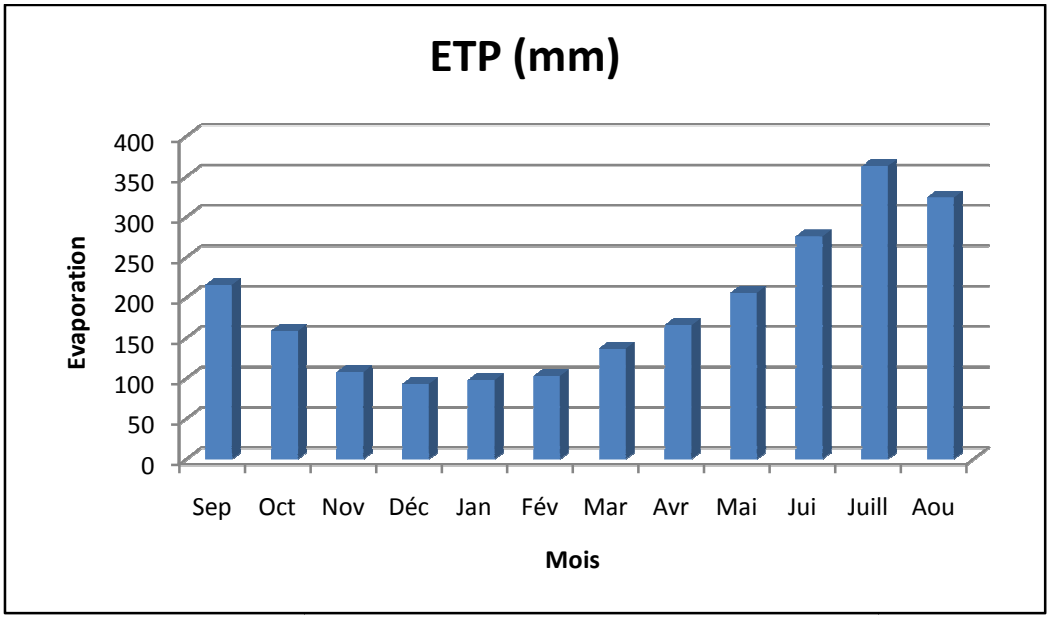


Figure III.08 : la répartition mensuelle de l'évaporation

III .4.3 L'évapotranspiration

Tableau III.12 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy
ETP (mm)	33	47	87	131	174	213	241	213	151	92	49	32	33

(Source : ONM)

III.4.4 Le vents

Les vents locaux ont parfois plus d'importances que les vents généraux. Les vents d'altitude sont modifiés dans leurs directions et intensités du fait du relief, de la rugosité et des effets thermiques. Les brises montantes (brises de pente et de vallée) et descendantes (de montagne) parcourent les vallées et les versants. Les vents généraux sont variables suivant les saisons.

Tableau III.13 : Répartition annuelle de la vitesse des vents

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy annuelle
Vitesse moy (m/s)	2.1	1.9	1.9	2.3	1.6	1.5	1.4	2.6	1.6	3.3	2.1	2.3	2.05

(Source : ONM)

La vitesse est relativement moyenne et homogène durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 2.05 m/s. Il arrive que le sirocco, vent du Sud chaud et sec soit enregistré.

III.4.5 L'HUMIDITE RELATIVE

C'est le rapport de la tension de vapeur réelle (observée) « e » à la tension de vapeur saturante « es » à la même température, exprimé en pourcentage (%).
Elle indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation.
L'humidité relative est à l'origine de toutes précipitations en outre, elle régit l'évaporation de l'eau sur la végétation, le sol ou les nappes d'eau.

Tableau II .14 : répartition annuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy annuelle
Humidité relative %	56.9	62.9	70	71.4	71.1	67.9	66.3	61.65	57.97	48.4	40.1	46.2	60.1

(Source : ONM)

III.4.6 Pluviométrie :

III.4.6.1 précipitations :

A priori la densité de répartition des postes pluviométriques et des stations hydrométriques permet une étude des précipitations à l'échelle du bassin versant. Cependant, il faut mentionner que le bassin versant de l'oued Larhbane ne comporte aucun poste pluviométrique. La station de **MORSOT** est considérée comme la station la plus proche du bassin versant.

code	Nom de la station	Altitude(m)
120318	MORSOTT	730

Tableau III.15 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel

les pluies mensuelles												
mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
p(mm)	23.4	21.1	25.5	21.7	23.2	21.3	28.5	24.6	23.5	20	9.5	16.4
p %	9.03	8.15	9.85	8.38	8.96	8.22	11	9.5	9.19	7.72	3.67	6.33

(Source : ANRH)

Pour donner un aperçu sur l'évolution annuelle des précipitations, nous avons représenté la répartition moyenne annuelle dans le graphique suivant :

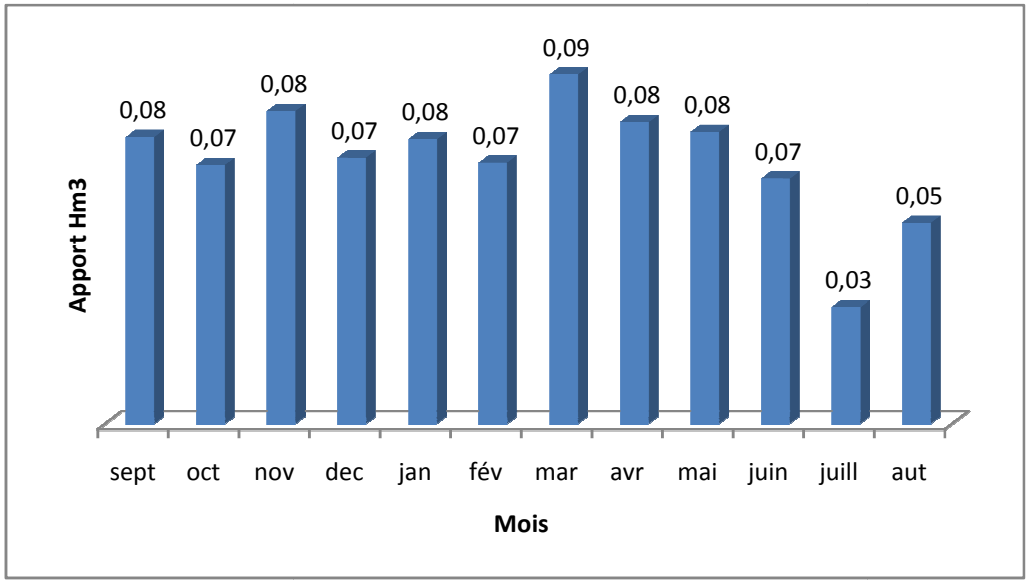


Figure III.09 : Les pluies moyennes mensuelles en mm

III.4.6.2 Les 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.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station de **MORSOTT**, a pour but d''estimation une intensité des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement théorique la mieux adaptée pour une série de données des précipitations maximales.

III.4.6.3 Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

Et c'est pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**) , de en se référant au (**tableau III.16)** on a obtenu les résultats suivants :

M = 29.05 $N_S = 17$ $T_S = 6$

Conditions du test de MOOD

N_S= 14> 0,5(N+1-$\mu_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1}$)= 0,5(39-1,96$\sqrt{39}$) =**13.38**

T_S= 6<3,3(Log_{10}N+1)=3,3($Log_{10}38+1$) = **8.5**

Les conditions du test de **MOOD** sont vérifiées donc la série des pluies journalière est homogène.

Tableau III.16 : Les résulta du test de MOOD

l'année	p max j	signe
1947	56	+
1975	29.5	+
1976	45	+
1977	25.7	-
1978	30.7	+
1979	22.8	-
1980	23.7	-
1981	25.8	-
1982	30.3	+
1983	28.6	-
1984	25.1	-
1985	11.2	-
1986	23.6	-
1987	19.5	-
1988	22.2	-
1989	43.4	+
1990	33.7	+
1991	69.3	+
1992	58.5	+
1993	20.4	-
1994	27.5	-
1995	45.5	+
1996	26.4	-
1997	49.2	+
1998	33	+
1999	45.3	+
2000	32	+
2001	44.5	+
2002	25.6	-
2003	62.2	+
2004	25.3	-
2005	26.7	-
2006	34.1	+
2007	21.1	-
2008	16.4	-
2009	21.7	-
2010	38.2	+
2011	37.5	+

III.5 Ajustement des pluies maximales journalières

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité, et comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, et pour choisi la loi le plus efficace il faut suivit des critères de choix qui permettre d'accepter ou de rejeter la loi.

Dans notre étude on va utiliser deux lois, la loi de **GUMBEL (**doublement Exponentielle) et la loi de **GALTON** (log - normal) à l'aide de logiciel « **HYFRON** » avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux loi d'justement.

Les caractéristiques statistiques de la série sont obtenues à l'aide de logiciel **HYFRON**

Tableau III.17 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques	**Formules**	**Valeurs**
La somme des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} Xi$	**790.65**
la moyenne des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} Xi}{n}$	**23.3**
L'écart type « $б_x$ » Pour n > 30 ans	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i}^{n} (Xi - . \bar{x})^2$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	**13.30**
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	**0.40**
L'exposant climatique :	**b=0.28 (ANRH)**	

III.5.1 Ajustement à la loi de GUMBEL

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour n'importe qu'elle période de retour afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad \text{……..……...…..III.18}$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

α, x_0 : des coefficients d'ajustement,

Si on pose $Y=\alpha(x-x_0)$

Avec Y : variable réduite de GUMBEL

La loi de GUMBEL s'écrira alors **:**

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

On trouve que $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$

Avec : X est la précipitation maximale journalière.

La variable réduite de GUMBEL $Y = -ln[-ln(F(x))]$

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

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

$$F(X)=\frac{m-0,5}{n} \quad \text{…… III.19}$$

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de **GUMBEL** des pluies maximales journalières qui a été fait par le logiciel **HYFRON** pour des différents de période de retour sont représentées dans le tableau suivant **:**

Les paramètres estimés :

U : 27.0963

α : 10.0812

Tableau III.18 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	119.95	12.620	95.207 - 144.69
2000	0.9995	103.72	10.544	83.049 - 124.39
1000	0.9990	96.730	9.6529	77.806 - 115.65
200	0.9950	80.484	7.5925	65.600 - 95.369
100	0.9900	73.471	6.7105	60.316 - 86.626
50	0.9800	66.432	5.8326	54.998 - 77.867
20	0.9500	57.039	4.6800	47.865 - 66.214
10	0.9000	49.783	3.8156	42.303 - 57.263
5	0.8000	42.217	2.9622	36.410 - 48.024

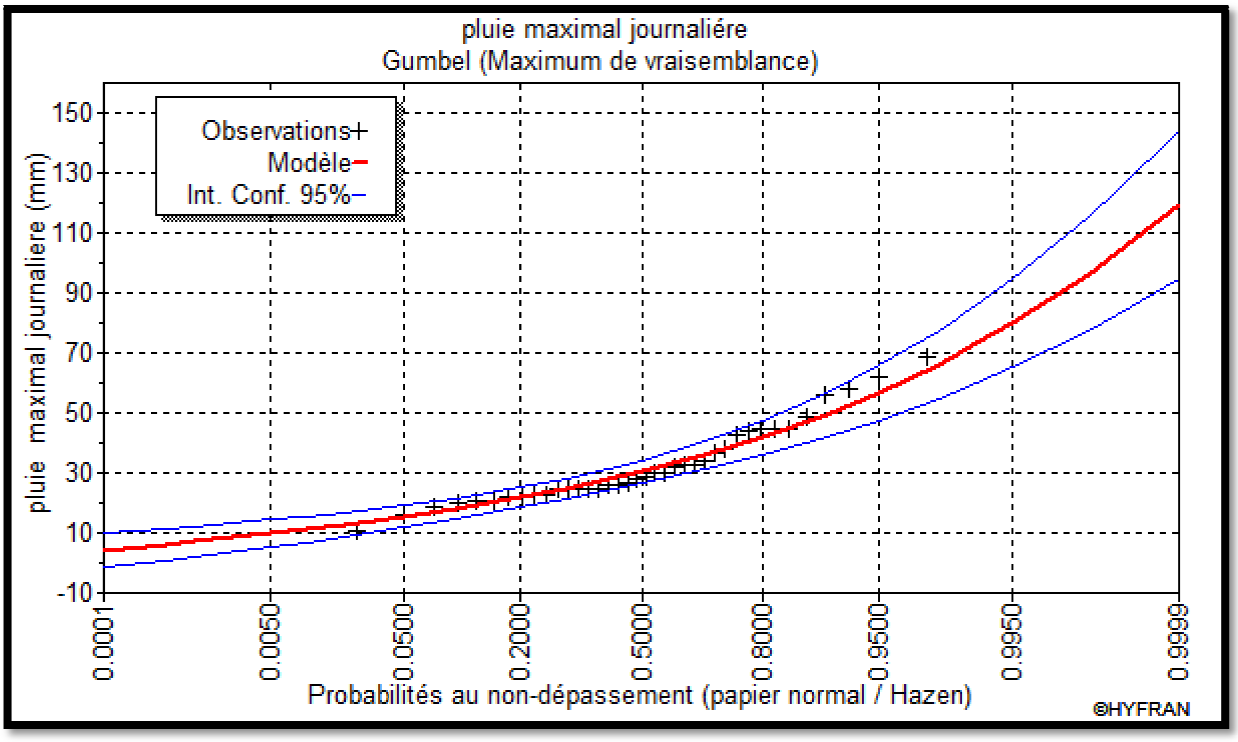


Figure III.10 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL

Tableau III.19: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL

(Méthode des moments)

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	11.2
Maximum	Aucun	69.3
Moyenne	32.9	33.1
Ecart-type	12.9	13.3
Médiane	30.8	29.1
Coefficient de variation (Cv)	0.4	0.4
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.1	1.0
Coefficient d'aplatissement (C_k)	2.4	3.2

III.6.2 Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change ou elle faite sur papier log-normale

La fonction de répartition de la loi de GALTON s'écrit **:**

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\,\Pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2}\, du \quad \text{.....III.20}$$

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

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

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

$$LogX = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{LogXi}}{N}$$

Donc les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Paramètre :

μ : 3.42518

δ : 0.388797

Tableau III .20: Ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	X_t (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	130.47	23.424	84.551 - 176.39
2000	0.9995	110.46	17.844	75.474 - 145.44
1000	0.9990	102.18	15.661	71.482 - 132.88
200	0.9950	83.664	11.079	61.945 - 105.38
100	0.9900	75.931	9.3112	57.678 - 94.185
50	0.9800	68.295	7.6654	53.268 - 83.323
20	0.9500	58.255	5.6801	47.120 - 69.390
10	0.9000	50.578	4.3314	42.087 - 59.069
5	0.8000	42.620	3.1390	36.467 - 48.774

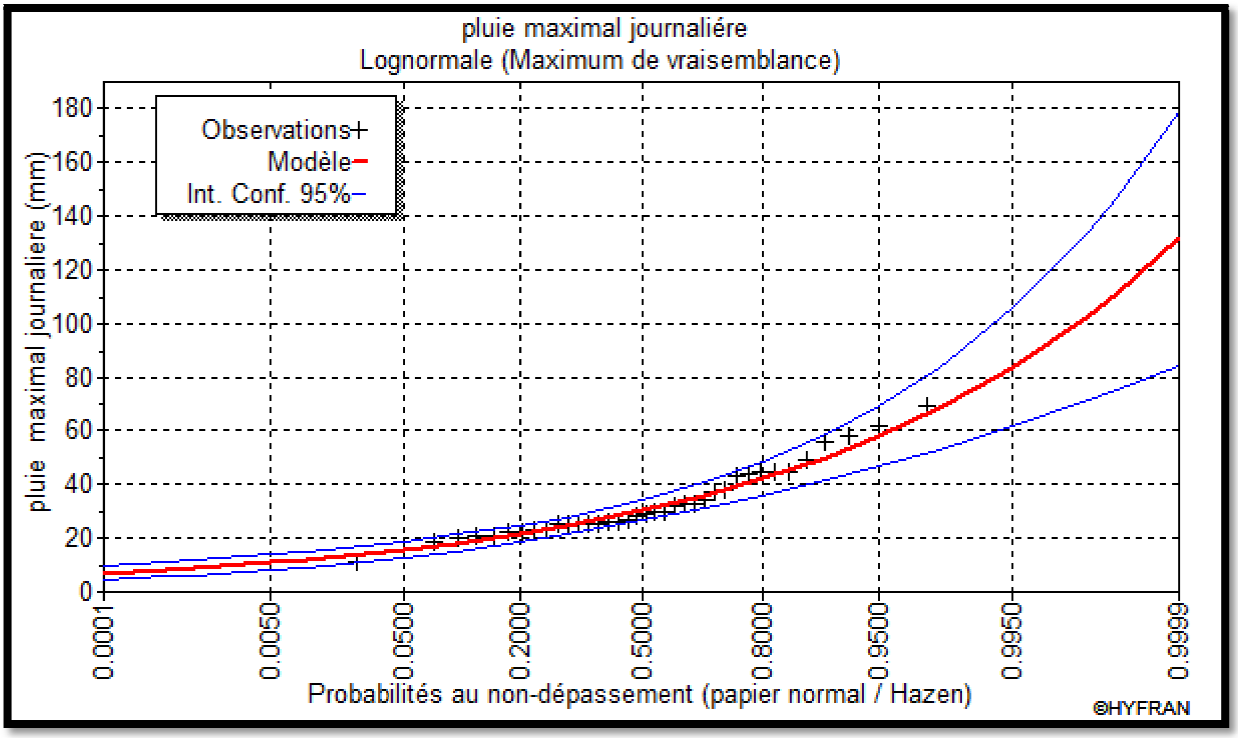


Figure III.11: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON

Tableau III.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON (Méthode des moments)

caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0	11.2
Maximum	Aucun	69.3
Moyenne	33.1	33.1
Ecart-type	13.4	13.3
Médiane	30.7	29.1
Coefficient de variation (Cv)	0.4	0.4
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.3	1.0
Coefficient d'aplatissement C_K	6.0	3.2

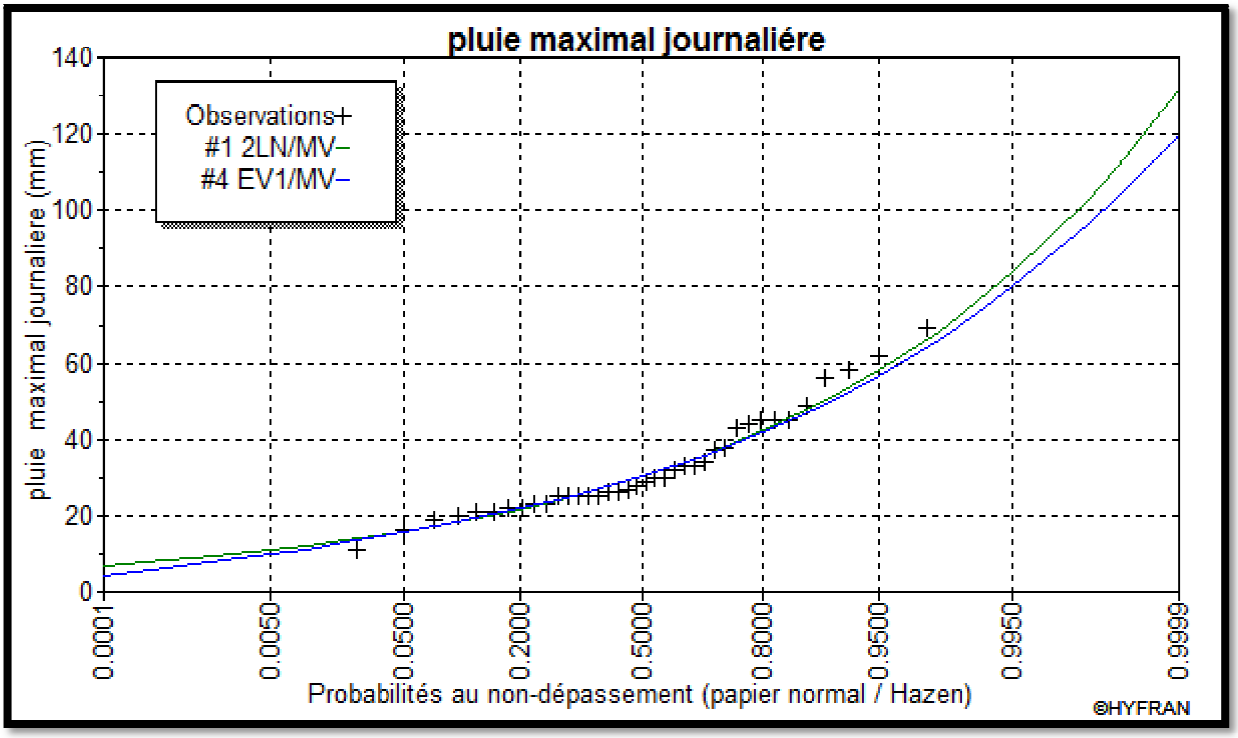


Figure III.12: Comparaison entre les deux ajustements.

- **Test d'adéquation**
  - **Par le test de khi²**

Lois	X^2_{cal}	$X^2_{théo}$
GUMBEL	4.53	9.50
GALTON	4.95	8.49

Pour que les deux lois soit adéquat il faut vérifier la condition suivante :

$$X_{cal} < X_{théo}$$

D'après les résultats les deux lois sont adéquates.

Conclusion:

D'après les résultats d'ajustement représenté par des courbes et des tableaux on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (Log – normal) car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton.

Tableau III.22 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

Période de retour (ans)	**1000**	**100**	**50**	**20**	**10**
Fréquence	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9
$P_{j\ max}$ (mm)	102.18	75.93	68.30	58.26	50.58

III.5.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générale La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de **MONTANA :**

$$P_{(ct)}\% = P_J\%(\frac{t}{24})^b \quad \text{.....III.21}$$

$P_{ct\,\%}$ **:** Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j**:** Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t **:** durée de la pluie (heures).

b **:** Exposant climatique (donnée **b=0.18)**

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante **:**

$$I=Pt/t \quad \text{..... III.22}$$

Tableau III.23 : Les résultats de calcul de la pluie P_{ct} et l'intensité I_0

Fréquence										
	0.999		0.99		0.98		0.95		0.9	
Temps (h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{CF} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)
0.5	34.56	69.13	25.68	51.37	23.10	46.21	19.71	39.41	17.11	34.22
1	41.97	41.97	31.19	31.19	28.05	28.05	23.93	23.93	20.77	20.77
1.5	47.01	31.34	34.93	23.29	31.42	20.95	26.81	17.87	23.27	15.51
2	50.96	25.48	37.87	18.93	34.06	17.03	29.05	14.53	25.22	12.61
3	57.08	19.03	42.42	14.14	38.16	12.72	32.55	10.85	28.26	9.42
5	65.86	13.17	48.94	9.79	44.02	8.80	37.55	7.51	32.60	6.52
6	69.31	11.55	51.50	8.58	46.33	7.72	39.52	6.59	34.31	5.72
7	72.37	10.34	53.78	7.68	48.37	6.91	41.26	5.89	35.82	5.12
8	75.12	9.39	55.82	6.98	50.21	6.28	42.83	5.35	37.19	4.65
10	79.97	8.00	59.42	5.94	53.45	5.35	45.59	4.56	39.58	3.96
11	82.13	7.47	61.03	5.55	54.90	4.99	46.83	4.26	40.65	3.70
12	84.15	7.01	62.54	5.21	56.25	4.69	47.98	4.00	41.66	3.47
15	89.58	5.97	66.57	4.44	59.88	3.99	51.08	3.41	44.34	2.96
17	92.78	5.46	68.94	4.06	62.01	3.65	52.90	3.11	45.92	2.70
18	94.27	5.24	70.05	3.89	63.01	3.50	53.75	2.99	46.67	2.59
19	95.71	5.04	71.12	3.74	63.98	3.37	54.57	2.87	47.38	2.49
20	97.09	4.85	72.15	3.61	64.90	3.25	55.36	2.77	48.06	2.40
23	100.97	4.39	75.03	3.26	67.49	2.93	57.57	2.50	49.98	2.17
24	102.18	4.26	75.93	3.16	68.30	2.85	58.26	2.43	50.58	2.11

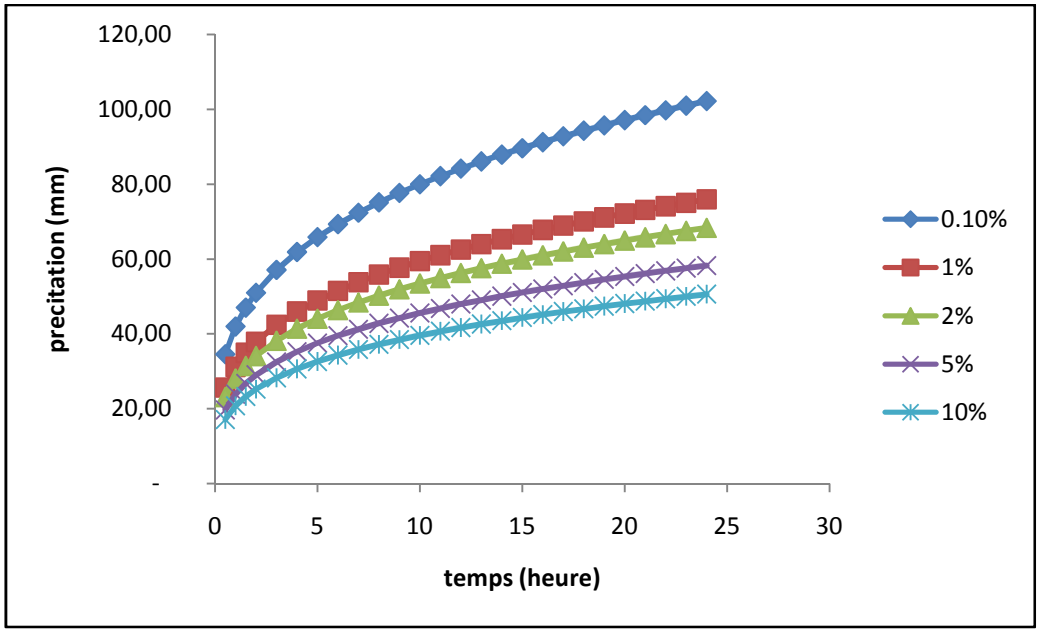


Figure III.13: Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes fréquences

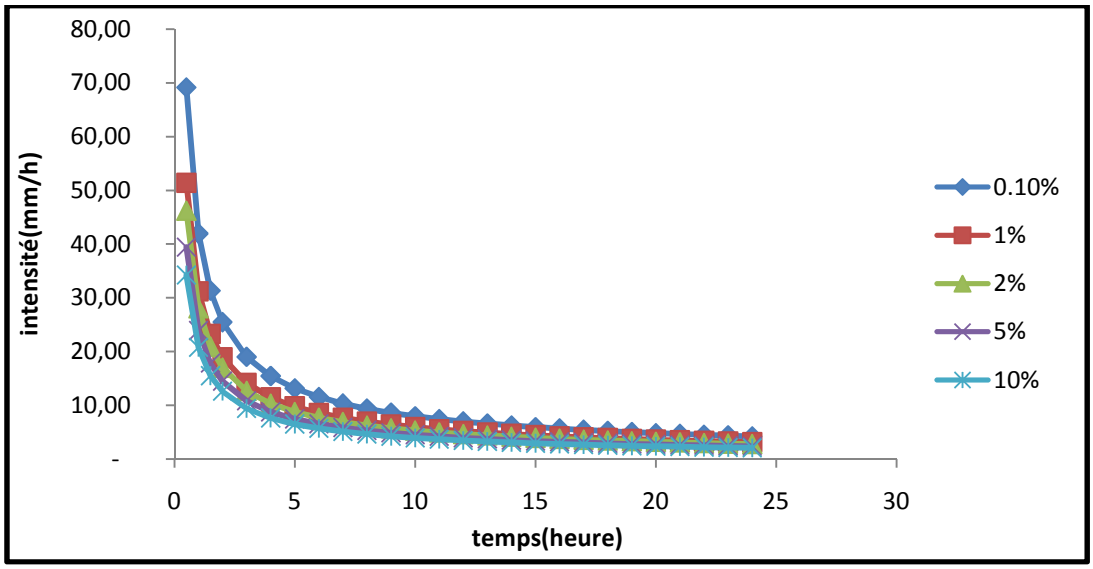


Figure III.14: Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences

III.6 Etudes des apports

III.6.1 : Apport liquides

III.6.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assure une régularisation saisonnière des ressources en eau .Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la futur retenue et aux environs immédiats), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

a) Formule de Samie

$Le = P^2 (293-2.2\sqrt{S})$……..III.23

Le : lame d'eau écoulée (mm)

P : Précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (Km2)

AN : Le = 28.2 mm

$A_0 = 1.269 Hm^3$

b) **Formule de ANRH :**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$A_0 = 0.915 * P^{2.684} * S^{0.842}$……..III.24

P : Précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (Km2)

$A_0 = 1.046 Hm^3$

c) Formule de Deri II :

$A_0 = 0.513 * P^{2.683} * Dd * S^{0.842}$……..III.25

A_0 = 0.989Hm^3

Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats d'Apport

Formules	A_0 (Hm^3)
SAMIE	1.269
INRH	1.046
Deri II	0.989
moyenne	1.10

On prend alors l'apport moyen annuel :

A_0= 1.10Hm^3.

III.6.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La répartition mensuelle de l'apport suit celle des pluies qui est égale au rapport de la précipitation moyenne du mois « i » sur $P_{0.}$

Tableau III.25: Répartition mensuelle de l'apport moyen

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mens (%)	9.03	8.15	9.85	8.38	8.96	8.22	11	9.5	9.19	7.72	3.67	6.33
Apport Mens(Hm^3)	0.099	0.090	0.108	0.092	0.099	0.090	0.121	0.105	0.101	0.085	0.040	0.070
Apport Mens (%)	9.030	8.150	9.850	8.380	8.960	8.220	11.000	9.500	9.190	7.720	3.670	6.330

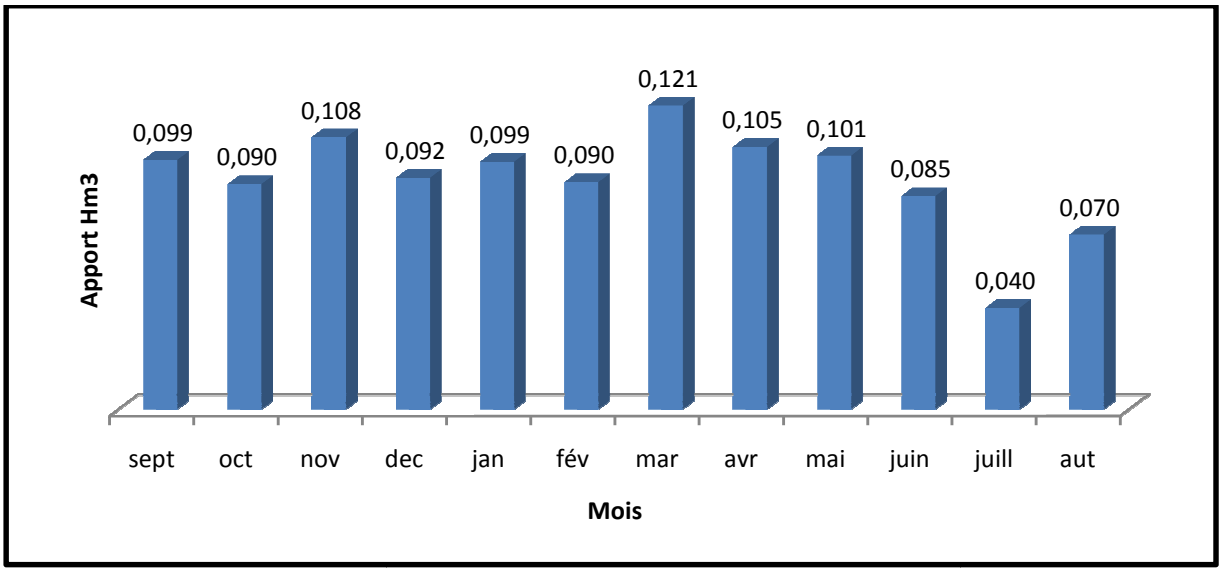


Figure III.15 Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.6.2 Caractéristiques de l'écoulement :

A. Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ ……..III.26

A_0**:** Apport moyen annuel

T **:** Temps d'une année en secondes $T = 3{,}1536.10^7$ s

A.N : **Me = 34.38 l/s**

B. Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$ ……..…….III.27

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

M_0=0.77l/s/km²

C. Lame d'eau écoulée :

$L e = A_0/S_{BV}$. ……III.28

Soit : **L e = 24.43 mm**

d) Coefficient de l'écoulement*:*

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ ……..III.29

Soit : Ce = 0.076

III.6.3 Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation $\mathbf{C_v}$, et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

a) Formule de SOKOLOVSKY:

$$Cv = 0{,}78 – 0{,}29 \log M_0 – 0{,}063 \log (S + 1)\text{……III.30}$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

S : superficie du bassin (km^2)

Soit : C_v= 0.70

b) Formule de KRISTKY MENKEL*:*

$$Cv = 0{,}83 / (S^{0{,}06}. M_0^{0,27)} \text{ ……..……..….III.31}$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Soit : Cv=0.75

c) Formule D'OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}\text{……....III.32}$$

Cv=0.79

Tableau III .26 : Récapitulatif des **Cv**

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0.70
OURKGUIPROVODKHOZ	0.75
KRISTKY MENKEL	0.79

Conclusion:

D'après ces résultats on prend la valeur de coefficient de variation **Cv = 0.75**

III.6.4 Estimation fréquentielle des apports

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels parait nécessaire ; Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit **:**

$$\mathbf{A\%} = \frac{A0}{\sqrt{CV^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(CV^2+1)}} \text{ ..... III.33}$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

μ :Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (**A_0= 1.269 Hm^3**).

Tableau III.27: Les apports fréquentiels

Période de retour (ans)	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de Gauss	-0,841	1,282	1.64	2,054	2,327	3,1
Apports (Mm^3)	0.50	2.07	2.63	3.47	4.16	6.98

Cv : Coefficient de variation. (Cv**= 0.75)**

Donc : $A_{80\%}$ = 0.5Hm^3

III.6.4 .1 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc **:**

$$\boldsymbol{A_{80\%} = [(C_V * F_{P\%})\ +1]*A_0} \text{.....III.34}$$

Et d'après le tableau de Rybkine Foster on prend $\boldsymbol{F_{P80\%}}$ **= - 0,841**

Tableau III.28 : La répartition mensuelle de l'apport

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
Apport 80%	0.045	0.041	0.049	0.042	0.045	0.041	0.055	0.048	0.046	0.039	0.018	0.032
Apport 80% (%)	9.03	8.15	9.85	8.38	8.96	8.22	11.00	9.50	9.19	7.72	3.67	6.33

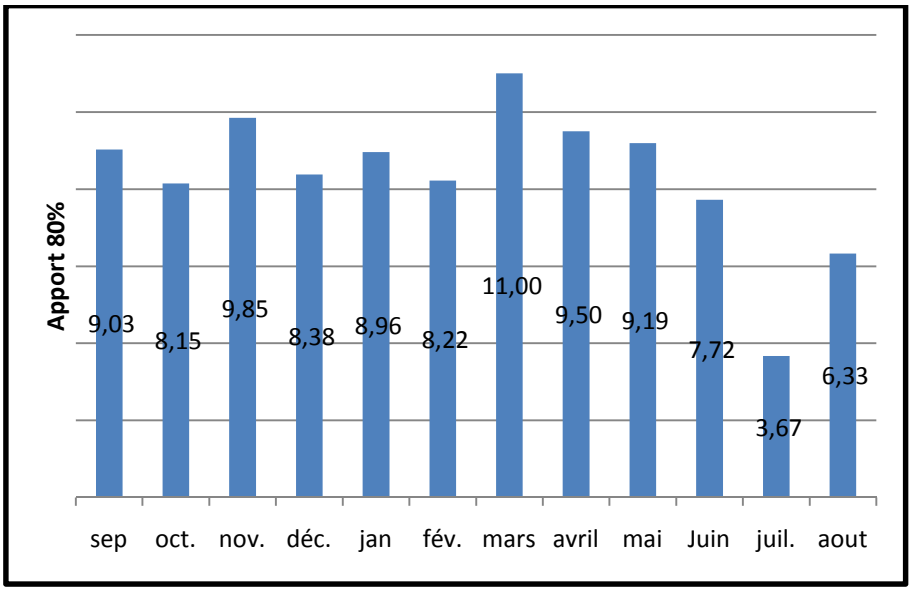


Figure III.16 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %

III.6. 5 Les apports solides

L'estimation du transport solide permet d'avoir une idée précise sur le volume des Sédiments qu'on peut avoir sur le site d'exploitation du barrage en fonction de la durée de vie de la retenue ou autrement dit le volume mort du barrage c'est le volume qui ne participe pas à la régularisation des débits

Le transport solide dépend de **:**

- L'étendue, du relief du bassin versant,
- La nature géologique des sols,
- Leur résistance à l'érosion,
- Liée elle-même à la couverture végétale,
- Au régime des pluies et des températures,

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques **:**

a) FORMULE DE TXERONT:

$qS=a*Amoy^{0.21}$……..……III.35

a : paramètre caractérisant la perméabilité (3.5 et 3200)
qS : apport solide moyen annuel (T/Km²/an)
Amoy : apport moyen annuel (mm)

b) FORMULE DE SOGREAH:

$Es=350*R^{0.15}$……III.36

R:ruissellemnt moyen annuel (mm)

c) FORMULE DE GAVRILOVIC

qS=qSp*Crm……...III.37

Tel que :

$qSp=3.14*T*Pmyo*(Z^3)^{0.5}$……III.38

$T=(t/10)^{0.5}+0.1$

$Crm= ((P)^{0.5}*alt.moy)/0.2*(L+10)...$

qSp : taux de production annuel (m^3/Km²/an)
t:température moyenne annuelle
Pmoy: pluie moyenne annuelle
Z: coefficient d'érosion relative du bassin = 0.25
P: périmètre du bassin versant (Km)
alt. moy : altitude moyen du BV (Km)
L : longueur du thalweg principale

Tableau III.29 : résultat des calculs du volume mort

FORMULE	qs(T/Km2/an)	densité	volume mort m3
TEXERONT	185.49	1.6	78291.91
SORGEAH	577.57	1.6	243771.1
GAVRILOVIC	181.42	1.6	76572.71
MOYENNE	314.82	1.6	132878.57

D'après ces résultats on prend le volume mort la valeur proche à la moyenne **V_m=0.078Mm^3**

III.6.6 Etudes des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de là crue de projet pour Des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d'équipements importants qui sont localisées à l'aval. Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter les paramètres définissants une crue sont :

1) Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2) Le volume de la crue.
3) La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
4) Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul :

A) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$\mathbf{Q_{max,p\%}} = 2K \log(1 + 20P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad \text{.....III.39}$$

Avec :

$Q_{max,p\%:}$ Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s)

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2]

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K = 2].

T : période de retour [an].

Tableau III.30 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

Période de retour	10	20	50	100	1000
$\mathbf{Q_{max,p\%}}$	68.12	79.43	92.28	100.92	125.43

A) Formule de Sokolovsky

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28.(Pc-H0).\alpha.F.S}{Tc} \quad \text{.....III.40}$$

Avec

S **:** Superficie du bassin [Km²].

Tc**:** temps de concentration[h].

P_{ct}**:** pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

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

$$\alpha = \frac{\sqrt{Pc}-\sqrt{H0}}{\sqrt{Pc}+\sqrt{H0}} \quad \text{.....III.41}$$

H_0 : la d'eau initiale, Au nord d'Algérie perte H_0 = (7 -14) m

F : le coefficient de la forme de la crue et être calculé par la formule peu

$$F= \frac{12}{4+3\gamma}$$

Tableau III.31 : Valeur de **γ** en fonction de Caractéristique bassin versant

Caractéristique du B.V	**γ**
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	**γ= 2**
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	**2 ≤γ ≤2.5**
Pour un bassin boisé perméable	**3≤ γ≤4.**

On prend : **γ = 2** donc **F = 1.2** prend : H_0 = 7

Tableau III.32 : Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky

Période de retour	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Ptc, p%	32.14	37.02	43.39	48.39	64.92
$\alpha_{p\%}$	0.36	0.39	0.43	0.45	0.51
$Q_{max,p\%}$	29.11	37.66	49.47	59.17	93.26

B) Formule de Turraza

Cette formule est développe en Italie :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C * I * S}{3.6} \quad \text{.....III.42}$$

Avec :

S : Superficie du bassin [Km²].

I : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm /h

C : coefficient de ruissellement é de la crue considéré pour une probabilité P%

Tableau III.33 : Résultats de calcul de la formule de Turraza

Période de retour	10	20	50	100	1000
Cr	0,55	0.60	0.65	0.70	0.80
I(mm/h)	6.77	7.97	9.14	10.16	13.67
$Q_{max,p\%}$	46.56	59.80	74.30	88.94	136.76

Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats de débit de crue

Période de retour	10	20	50	100	1000
MALLET-GAUTHIER	68.12	79.43	92.28	100.92	125.43
SOKOLOVSKY	29.11	37.66	49.47	59.17	93.26
TURRAZA	46.56	59.80	74.30	88.94	136.76
Moyenne	37.335	48.73	61.885	74.055	115.01

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **TURRAZA** car elle est la plus proche de la moyenne

III.7 Hydrogramme de crue

L'Hydrogramme de crue 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 tracé de l'Hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'Hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

a) Pour le temps de montée:

$$Q_m = Q_{max}\left[\frac{T}{Tm}\right]^2 \quad \text{III.43}$$

$T_m=T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{Td-T}{Td}\right)^3 \quad \text{III.44}$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

T_m : Temps de la montée de la crue en heures ;

T_d : Temps de la décrue en heures ;

T_b : Temps de base $T_b = T_m + T_d$

On considère que : $T_d = \delta T_m = 2 T_c$

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue on prend δ =2Donc :

$\mathbf{T_m}$= 4.75 h $\mathbf{T_d}$= 2 T_m = 9.5 h $\mathbf{T_b}$ = 14.25h

Tableau III.35 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue

Débit de crue du période de retour										
				Monte de la crue				**Décrue**		
Temps	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
Heure	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**	**Q (m^3/s)**
0	0	0	0	0	0					
0.5	0.50	0.66	0.69	0.99	1.52					
1	2.02	2.65	2.74	3.94	6.06					
1.5	4.54	5.96	6.17	8.87	13.64					
2	8.08	10.60	10.97	15.77	24.25					
2.5	12.62	16.57	17.14	24.64	37.88					
3	18.17	23.85	24.69	35.48	54.55					
3.5	24.74	32.47	33.60	48.29	74.25					
4	32.31	42.41	43.89	63.07	96.98					
4.5	40.89	53.67	55.54	79.82	122.74					
4.75	45.56	59.80	61.89	88.94	136.76	45.56	59.80	61.89	88.94	136.76
5						42.74	56.10	58.06	83.44	128.30
6						32.63	42.83	44.32	63.70	97.94
7						24.25	31.83	32.94	47.34	72.80
8						17.45	22.90	23.70	34.06	52.38
9						12.05	15.82	16.37	23.53	36.18
10						7.90	10.37	10.74	15.43	23.72
11						4.84	6.35	6.57	9.44	14.51
12						1.91	2.50	2.59	3.72	5.72
13						1.29	1.70	1.76	2.52	3.88
14						0.49	0.64	0.67	0.96	1.47
15						0.12	0.15	0.16	0.23	0.35
16						0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
16.62						0	0	0	0	0

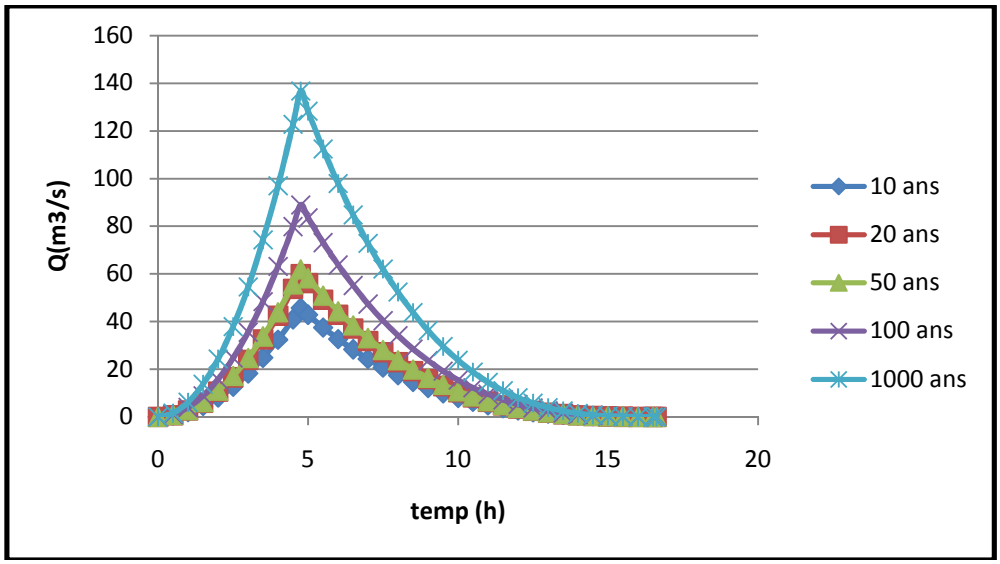


Figure III.17 : Les Hydrogramme des crues probables en fonction du temps

(Méthode de SOKOLOVSKY)

III.7.1. Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être l'évacuer sans dommages graves à l'aval .Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.
Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale selon la classification du comité national Australien des grands barrages (CNAGB) voyant les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

L'Hydrogramme de la crue de projet pris pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues sera fait par la méthode de l'Hydrogramme synthétique disant qu'elle représente plus la réalité et qu'elle prend en considération et avec plus de détail les surfaces débitantes sur le bassin versant et le temps de l'averse.

D'où $\mathbf{Q_{max,\,1\%} = 88.94 m^3/s.}$ Pour 100 ans**.**

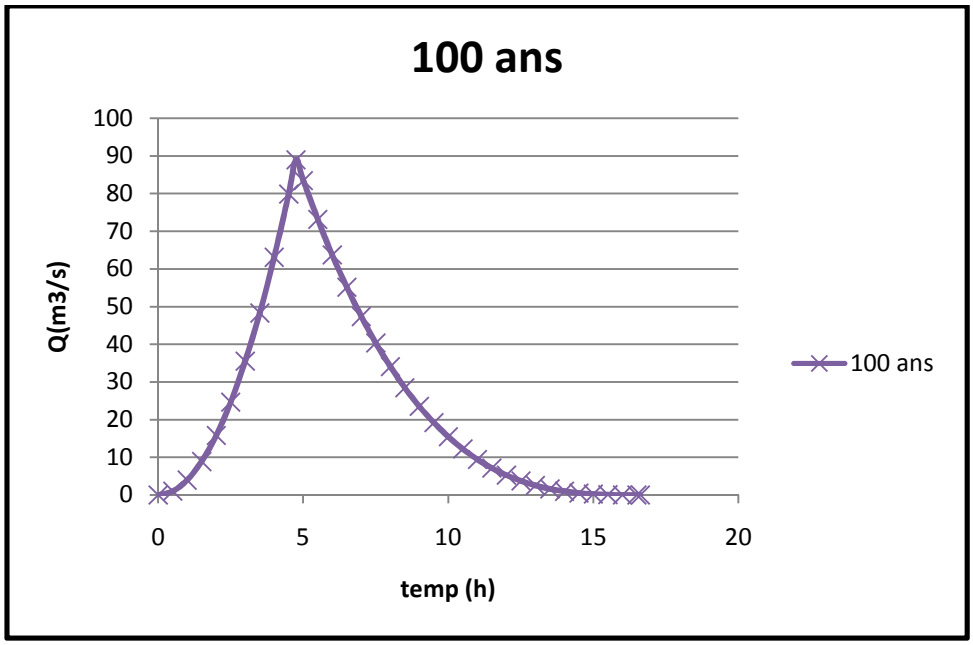


Figure III.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

III.8 Régularisation

L'étude de régularisation de la retenue de « FAID LABBA » a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.
-

III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\ \%}$

Tableau III.36 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.045	0.041	0.049	0.042	0.045	0.041	0.055	0.048	0.046	0.039	0.018	0.032
$A_{80\%}$ (%)	9.03	8.15	9.85	8.38	8.96	8.22	11.00	9.50	9.19	7.72	3.67	6.33

III.8.2.Répartition des besoins

- **Besoin en eau d'irrigation :**

La mobilisation des ressources superficielles pour l'irrigation sa dépend essentiellement aux apports par précipitation et sa répartition dans le temps.

La répartition des besoins a été faite par le logiciel **CROPWAT.**

Tableau III.37: Répartition saisonnières des demandes

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
$U_{80\%}$ (Mm^3)	0.000	0.006	0.000	0.007	0.015	0.030	0.054	0.092	0.091	0.015	0.000	0.006

III.8.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante:

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \quad \text{..... III.45}$$

Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2.

S_{i+1}: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m^2.

ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3.

Tableau III.38 : Courbe topographiques et volumétriques

côte	suf part (m^2)	Hauteur(m)	Hauteur D'ouvrage	surf moy (m^2)	volume part (m^3)	volum cuml
791.75	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.00
792.00	1375.38	0.25	0.75	687.69	171.92	171.92
792.50	3644.38	0.50	1.25	2509.88	1254.94	1426.86
793.00	4966.38	0.50	1.75	4305.38	2152.69	3579.55
793.50	8963.49	0.50	2.25	6964.94	3482.47	7062.02
794.00	11198.77	0.50	2.75	10081.13	5040.57	12102.59
794.50	17047.56	0.50	3.25	14123.17	7061.58	19164.17
795.00	19814.56	0.50	3.75	18431.06	9215.53	28379.70
795.50	25370.89	0.50	4.25	22592.73	11296.36	39676.06
796.00	29040.31	0.50	4.75	27205.60	13602.80	53278.86
796.50	36275.92	0.50	5.25	32658.12	16329.06	69607.92
797.00	41244.04	0.50	5.75	38759.98	19379.99	88987.91
797.50	52910.69	0.50	6.25	47077.37	23538.68	112526.59
798.00	60452.96	0.50	6.75	56681.83	28340.91	140867.50
798.50	75456.93	0.50	7.25	67954.95	33977.47	174844.98
799.00	83638.56	0.50	7.75	79547.75	39773.87	214618.85
799.50	98543.49	0.50	8.25	91091.03	45545.51	260164.36
800.00	110591.58	0.50	8.75	104567.54	52283.77	312448.13
800.50	124783.61	0.50	9.25	117687.60	58843.80	371291.93
801.00	135095.89	0.50	9.75	129939.75	64969.88	436261.80
801.50	147772.67	0.50	10.25	141434.28	70717.14	506978.94
802.00	157510.57	0.50	10.75	152641.62	76320.81	583299.75
802.50	168007.22	0.50	0.25	162758.90	81379.45	664679.20

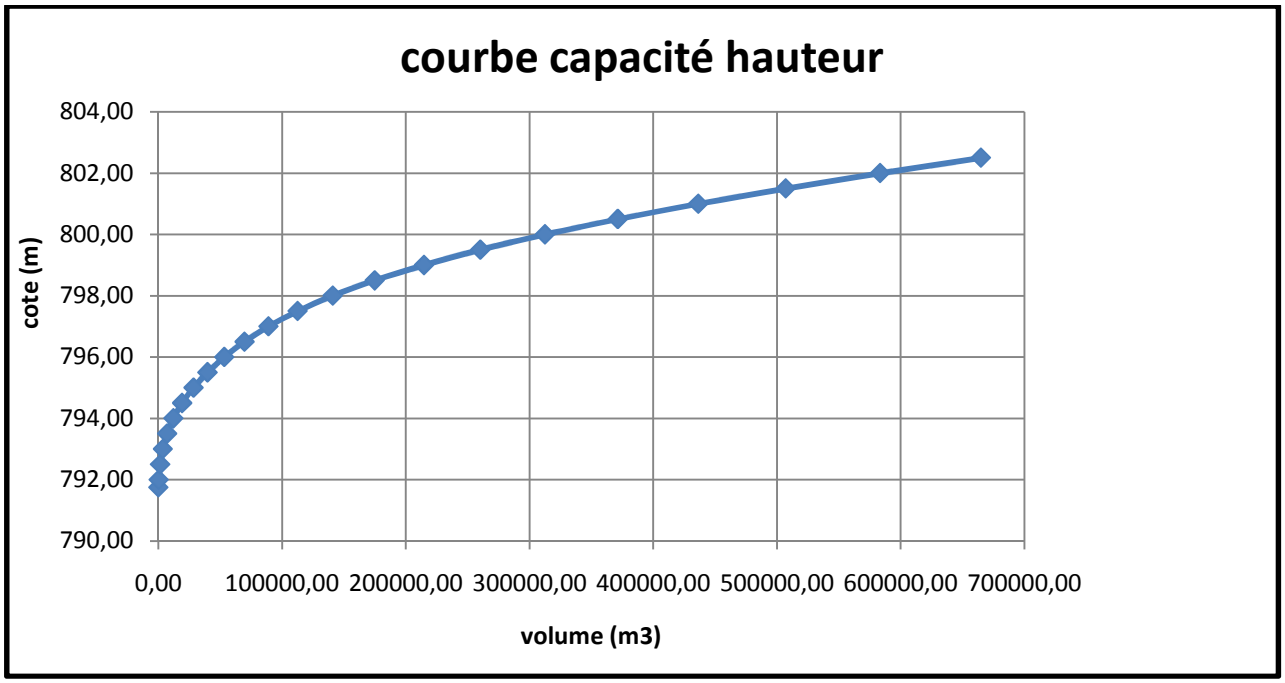


Figure III.19: courbe capacité-hauteur

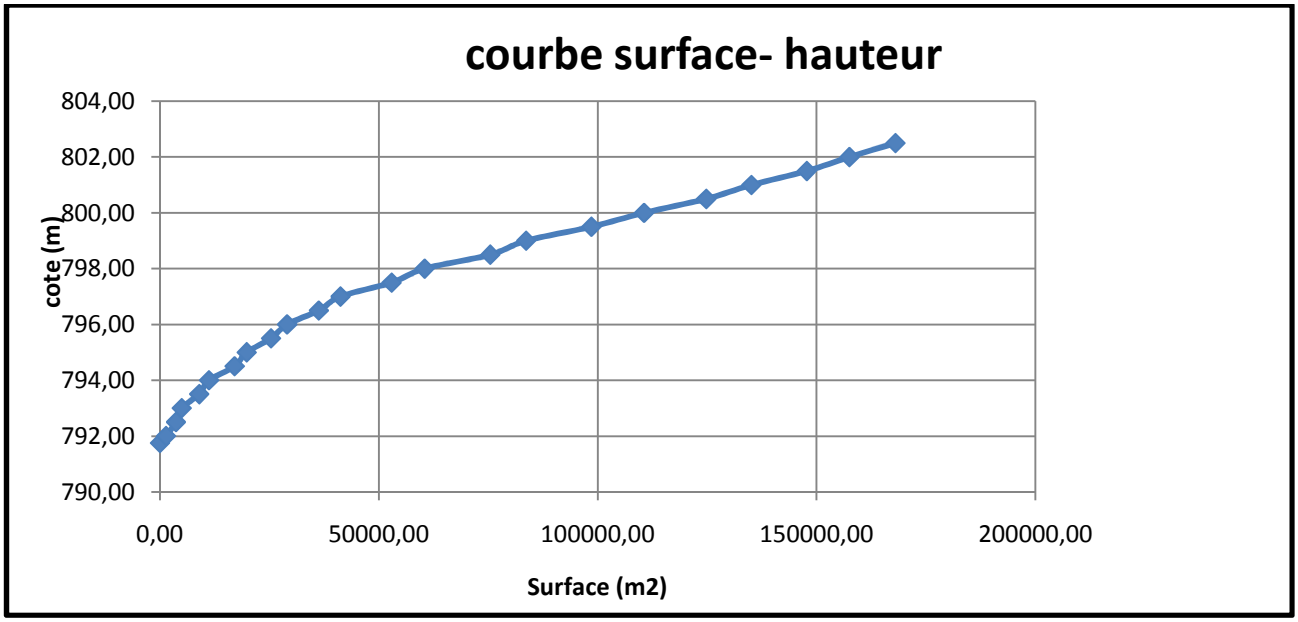


Figure III.20: courbe Surface-hauteur

III.8.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "V_d".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit **:**

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{III.46}$$

Avec : $\mathbf{V_{rf}}$: Volume de remplissage final.

$\mathbf{V_{ri}}$: Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.8.4.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Tableau III.39 : les résultats de calcul

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
$\mathbf{A_{80\%}(Mm^3)}$	0.035	0.032	0.038	0.033	0.035	0.032	0.036	0.037	0.043	0.030	0.014	0.025
$\mathbf{U_{80\%}(Mm^3)}$	0.000	0.006	0.000	0.007	0.015	0.030	0.054	0.092	0.091	0.015	0.000	0.006
$\mathbf{A_{80\%}-U_{80\%}}$	0.035	0.026	0.038	0.026	0.02	0.002	-0.018	-0.055	-0.048	0.015	0.014	0.019

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du moins « **juin** jusqu' au moins **février** ».

III.8.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue **:**

- **1^{ére} consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser

- **2^{éme} Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.40 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes									
Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	A-U (Mm^3)	1ére consigne d'exploitation			2éme consigne d'exploitation		
				V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S(Mm^3)	V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)
Juin	0.039	0.015	0.024		0.078		0.054	0.078	0.024
Juill	0.018	0.000	0.018	0.102			0.060	0.078	0.018
Aout	0.032	0.006	0.026	0.120			0.052	0.078	0.026
Septe	0.045	0.000	0.045	0.146			0.033	0.078	0.045
Oct	0.041	0.006	0.035	0.191	0.174	0.017	0.043	0.078	
Nov	0.049	0.000	0.049	0.209	0.174	0.035	0.036		
Dec	0.045	0.007	0.038	0.223	0.174	0.049	0.085		
Janv	0.041	0.015	0.026	0.212	0.174	0.038	0.123		
Fev	0.055	0.030	0.025	0.200	0.174	0.026	0.149		
mars	0.047	0.054	-0.007	0.199	0.174	0.025	0.174		
avril	0.048	0.092	-0.044	0.167			0.167		
mai	0.046	0.091	-0.045	0.123			0.123		
				0.078			0.089		
						0.190	0.078		0.190

Du tableau précédent, on a

- Vs = 0,286 Mm^3
- V_d =0,096 Mm^3

On a $Vs>V_d$ D'où : $Vu = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $Vu = V_d = 0{,}096\ Mm^3$

$Vu = 0{,}096\ Mm^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = Vu + V_m$

Avec : $V_m = 0.078\ Mm^3$

D'où :

$V_{NNR} = V_m + V_U = 0{,}078 + 0{,}096 = 0.174\ Mm^3$

$V_{NNR} = 0.174\ Mm^3$ NNR = 798.39 m NGA

III.8.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons : $\mathbf{V_{ep} = S_{moy} * E_s}$……..……III.47

V_{ep}: volume perdu à cause de l'évaporation.

Es : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy}: Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (V_{moy}).elle déterminée sur la courbe S= f(V).

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \text{……..……} \quad \text{III.48}$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) - Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf}=\frac{\delta \times Vmoy}{100} \quad \text{…….. ……..III.49}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration;

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette;

V_{moy} : Volume moyen; $V_{moy}=\frac{V_{rf,i}+V_{rf,i+1}}{2}$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

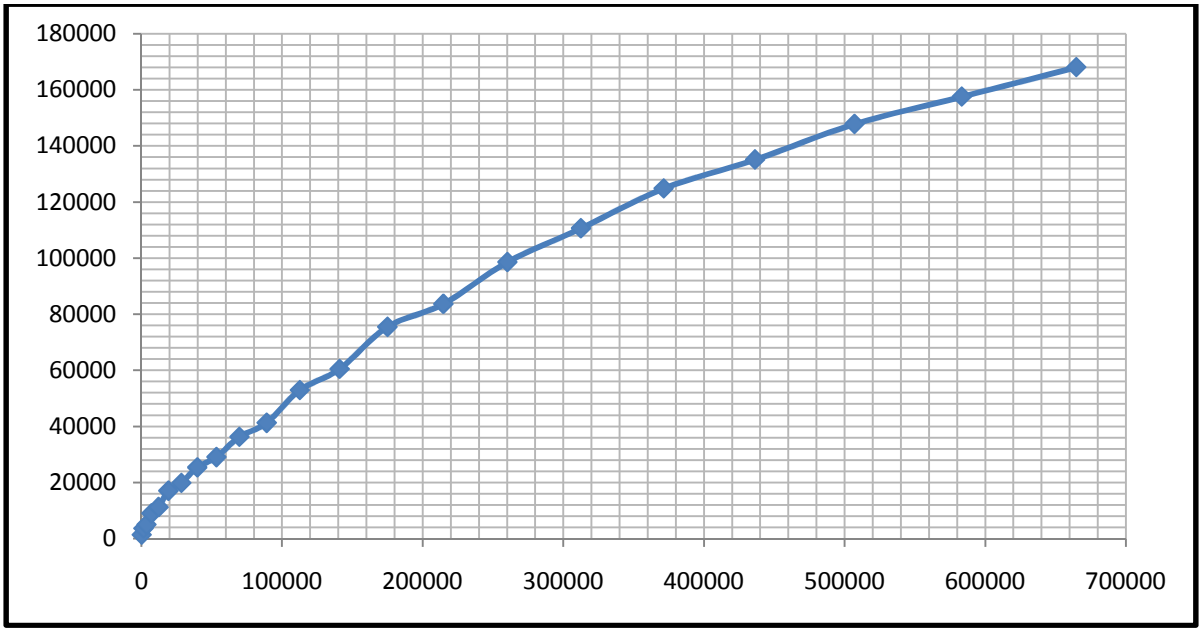


Figure III.21: Courbe volumétrique S= f (V)

Tableau III.41 : Calcul des pertes

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy}(Km^2)	Es	V_{ep}	V_{inf}	$\sum=V_{ep}+V_{inf}$
Sep	0.09	0.0421	0.1339	0.0056	0.0009	0.0065
Oct	0.11	0.0484	0.1794	0.0087	0.0011	0.0098
Nov	0.13	0.0556	0.2360	0.0131	0.0013	0.0144
Dec	0.16	0.0663	0.2106	0.0140	0.0016	0.0155
Jan	0.17	0.0716	0.1404	0.0101	0.0017	0.0118
Fev	0.17	0.0716	0.1034	0.0074	0.0017	0.0091
Mar	0.17	0.0716	0.0702	0.0050	0.0017	0.0068
Avr	0.17	0.0716	0.0604	0.0043	0.0017	0.0061
Mai	0.17	0.0716	0.0670	0.0048	0.0017	0.0065
Juin	0.17	0.0704	0.0891	0.0063	0.0017	0.0080
Juil	0.15	0.0619	0.1079	0.0067	0.0015	0.0081
Aout	0.10	0.0460	0.1339	0.0062	0.0010	0.0072

Tableau III.42 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)

Régularisation saisonnière avec pertes (1er approximation)											
Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	p (Mm3)	A-U-P (Mm^3)	**1ére consigne d'exploitation**			**2éme consigne d'exploitation**			
					V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S(Mm^3)	V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)	
Juin	0.039	0.015	0.0065	0.0175		0.078		0.0605	0.078		
Juill	0.018	0.000	0.0098	0.0082	0.0955			0.0698	0.0780	0.0175	
Aout	0.032	0.006	0.0144	0.0116	0.1037			0.0664	0.0780	0.0082	
septe	0.045	0.000	0.0155	0.0295	0.1153			0.0485	0.0780	0.0116	
Oct	0.041	0.006	0.0118	0.0232	0.1448			0.0646	0.0780	0.0295	
nov	0.049	0.000	0.0091	0.0399	0.1680			0.0878	0.0780	0.0134	
Dec	0.045	0.007	0.0068	0.0312	0.2078	0.1973	0.0105	0.1276			
Janv	0.041	0.015	0.0061	0.0199	0.2285	0.1973	0.0312	0.1589			
Fev	0.055	0.030	0.0065	0.0185	0.2172	0.1973	0.0199	0.1788			
Mars	0.047	0.054	0.0080	-0.0150	0.2158	0.1973	0.0185	0.1973			
Avril	0.048	0.092	0.0081	-0.0521	0.1823			0.1823			
Mai	0.046	0.091	0.0072	-0.0522	0.1302			0.1302			
					0.0780			0.0780			
							0.0802			**0.0802**	

Du tableau précédent, on a

- Vs = 0,1995 Mm^3
- V_d = 0.1193 Mm^3

On a $Vs > V_d$ D'où : $V'u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V'u = V_d$ =0,1193 Mm^3

$V'u$ =0,1193 Mm^3

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = V'u + V_m$

Avec : V_m = 0.078 Mm^3

D'où :

$V_{NNR}=V_m + V'_U$ = 0,078 + 0,1193= 0,1973Mm^3

V'_{NNR}=0,1973 Mm^3 **NNR =798.77 m NGA**

C) **Estimation de l'erreur :**

Il faut vérifier la condition suivante 1% <ε< 2 %

Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u}.100 \quad \text{.....III.50}$$

A.N $\zeta = \frac{0.1973 - 0.096}{0.096}.100 = 24\%$

ζ= 24% > 2% donc la condition n'est pas vérifiée ⇨ Il faut faire des itérations.

Tableau III.43 : Calcul des pertes

Mois	V_{moy} (Mm^3)	$S_{moy}(Km^2)$	Es	V_{ep}	V_{inf}	$\prod=V_{ep}+V_{inf}$
Sep	0.0867	0.0423	0.1339	0.0057	0.0009	0.0065
Oct	0.0996	0.0488	0.1794	0.0088	0.0010	0.0098
Nov	0.1095	0.0568	0.2360	0.0134	0.0011	0.0145
Dec	0.1300	0.0685	0.2106	0.0144	0.0013	0.0157
Jan	0.1564	0.0732	0.1404	0.0103	0.0016	0.0118
Fev	0.1825	0.0707	0.1034	0.0073	0.0018	0.0091
Mar	0.1970	0.0692	0.0702	0.0049	0.0020	0.0068
Avr	0.1970	0.0692	0.0604	0.0042	0.0020	0.0061
Mai	0.1970	0.0692	0.0670	0.0046	0.0020	0.0066
Juin	0.1895	0.0685	0.0891	0.0061	0.0019	0.0080
Juil	0.1560	0.0609	0.1079	0.0066	0.0016	0.0081
Aout	0.1038	0.0458	0.1339	0.0061	0.0010	0.0072

Tableau III.44 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)

Régularisation saisonnière avec pertes (2eme approximation)										
					1ére consigne d'exploitation			2éme consigne d'exploitation		
Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	p (Mm3)	A-U-P (Mm^3)	V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S(Mm^3)	V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)
juin	0.039	0.015	0.0065	0.0175		0.0780			0.06	
Juill	0.018	0	0.0098	0.0082	0.0955			0.0605	0.078	0.0175
aout	0.032	0.006	0.0145	0.0115	0.1037			0.0698	0.078	0.0082
septe	0.045	0	0.0157	0.0293	0.1152			0.0665	0.078	0.0115
Oct	0.041	0.006	0.0118	0.0232	0.1445			0.0356	0.078	0.0424
Nov	0.049	0	0.0091	0.0399	0.1676			0.0649		
Dec	0.045	0.007	0.0068	0.0312	0.2075	0.1974	0.0102	0.0880		
Janv	0.041	0.015	0.0061	0.0199	0.2285	0.1974	0.0312	0.1279		
Fev	0.055	0.03	0.0066	0.0184	0.2172	0.1974	0.0199	0.1591		
Mars	0.047	0.054	0.0080	-0.0150	0.2157	0.1974	0.0184	0.1789		
Avril	0.048	0.092	0.0081	-0.0521	0.1823			0.1973		
Mai	0.046	0.091	0.0072	-0.0522	0.1302			0.1823		
					0.0780			0.1302		
							0.0796	0.0780		**0.0796**

Du tableau précédent, on a

- Vs = 0,1805 Mm^3
- V_d = 0.1194 Mm^3

On a $Vs > V_d$ D'où : $V'u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V'u = V_d$ =0,1194 Mm^3

$V'u$ =0,1194Mm^3

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = V'u + V_m$

Avec : V_m = 0.078 Mm^3

D'où :

$V_{NNR}=V_m + V'_U$ = 0,078 + 0,1194= 0,1974Mm^3

V'_{NNR}=0,1974 Mm^3 **NNR =798.77 m NGA**

C) **Estimation de l'erreur :**

Il faut vérifier la condition suivante 1% <ε< 2 %

Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u}.100 \quad \text{.....III.51}$$

A.N $\zeta = \frac{0.1974 - 0.1973}{0.1973}.100 =$ 0.05%

ζ= 0.05% donc la condition est vérifiée .

III.9 Laminage des crues

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est la plus grave.

Le déversement sur la crête de tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

Et enfin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation, Vu que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit **:**

$$\mathbf{Q.dt = q.dt + S.dt} \quad \text{……III.52}$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé);

S : La surface du plan d'eau de la cuvette;

Le débit cumule à l'instant t est :

$$\mathbf{Q - q = S.}\frac{dh}{dt} \quad \text{…… III.53}$$

D'où :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procèdes de calcul :

- ✓ Méthode de Hildenblate,
- ✓ Méthode de Kotcherine
- ✓ Méthode de tep by Step
- ✓ Méthode graphique

Pour notre étude, nous retenons la méthode de Kotcherine.

III.9.1 Méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotcherine est un procède Grapho - Analytique qui se base sur les principes suivants **:**

- ✓ L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.9.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$\mathbf{V_f = V_c\left(1-\frac{q_{lam}}{0.85\ Q\%}\right)} \text{.....III.54}$$

Avec :

V_F: le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C: le volume de la crue correspondant au Q% en m^3

Q%: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduis le débit de crue laminée

$$\mathbf{q_{lam} = 0.85*Q\%\ \left(1-\frac{V_f}{V_c}\right)} \text{.....III.55}$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette,

III.9.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m.b.\sqrt{2.g}\left(H\right)^{\frac{3}{2}} \text{.....III.56}$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

g : L'accélération de pesanteur [**g = 9,81m²/s**].

b: La largeur de déversoir. (**On la fait varier de 4à 20 m**).

H : La charge sur le déversoir **(On la fait varier de 0,5 à 2.5m).**

$$H0 = H + \frac{\alpha Vmoy^2}{2g} \quad \text{..... III.57}$$

Où :

Ho **:** est la charge globale;

Vo **:** la vitesse d'approche d'eau déterminée dans le lit de l'oued d'après la formues suivante : $Vo = \frac{Q}{S}$

Avec : **S = b*(H+P)**

P : la hauteur de pelle

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.45 : Donnée de départ

Données initiales	
g	9.81
α	1
$Q_{1\%}$ (m^3/s)	88.94
$V_{c1\%}$ (m^3)	1520874
m	0.49
P (m)	1.5

Tableau III.46 : Résultats des calculs avec les formules précédant

b (m)	**H** (m)	**Débit** m^3/s	**surface** (m^2)	**Vitesse** m/s	$V_{forcé}$ (m^3)
4	0,5	3,07	8	0,384	239901,46
6	0,75	8,46	13,5	0,627	263122,4
8	1	17,36	20	0,868	287841,57
10	1,25	30,33	27,5	1,103	314107,46
12	1,5	47,85	36	1,329	341968,61
14	175	70,35	2471	0,028	371473,53
16	2	98,22	56	1,754	402670,735
18	2,25	131,85	67,5	1,953	435608,734
20	2,5	171,59	80	2,145	470336,047

Tableau III.47 : Détermination de H_o et Q en fonction de b

H	V_{moy}	H_0	**b=4m**	**b=6m**	**b=8m**	**b=10m**	**b=12m**	**b=14m**	**b=16**	**b=18**	**b=20**
0,50	0,38	0,51	3,07	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
0,75	0,63	0,77	5,64	8,46	8,46	8,46	8,46	8,46	8,46	8,46	8,46
1,00	0,87	1,04	8,68	13,02	13,02	13,02	13,02	13,02	13,02	13,02	13,02
1,25	1,10	1,31	12,13	18,20	18,20	18,20	18,20	18,20	18,20	18,20	18,20
1,50	1,33	1,59	15,95	23,92	23,92	23,92	23,92	23,92	23,92	23,92	23,92
1,75	0,03	1,75	20,10	30,15	30,15	30,15	30,15	30,15	30,15	30,15	30,15
2,00	1,75	2,16	24,56	36,83	36,83	36,83	36,83	36,83	36,83	36,83	36,83
2,25	1,95	2,44	29,30	43,95	43,95	43,95	43,95	43,95	43,95	43,95	43,95
2,50	2,14	2,73	34,32	51,48	51,48	51,48	51,48	51,48	51,48	51,48	51,48

Tableau III.48 : Débit déversant en fonction de H et b et V_c

H	V forcé	$q_{Laminé}$	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16	b=18	b=20
0,50	0,24	96,38	3,07	4,60	6,14	7,67	9,21	10,74	12,28	13,81	15,35
0,75	0,26	94,46	5,64	8,46	11,28	14,10	16,92	19,74	22,56	25,38	28,19
1,00	0,29	92,41	8,68	13,02	17,36	21,70	26,05	30,39	34,73	39,07	43,41
1,25	0,31	90,24	12,13	18,20	24,27	30,33	36,40	42,47	48,53	54,60	60,67
1,50	0,34	87,93	15,95	23,92	31,90	39,87	47,85	55,82	63,80	71,77	79,75
1,75	0,37	85,49	20,10	30,15	40,20	50,25	60,30	60,34	80,39	90,44	100,49
2,00	0,40	82,91	24,56	36,83	49,11	61,39	73,67	85,94	98,22	110,50	122,78
2,25	0,44	80,18	29,30	43,95	58,60	73,25	87,90	102,55	117,20	131,85	146,50
2,50	0,47	77,30	34,32	51,48	68,63	85,79	102,95	120,11	137,27	154,43	171,59

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe q_{lam}= f (h) comme montre la figure suivante

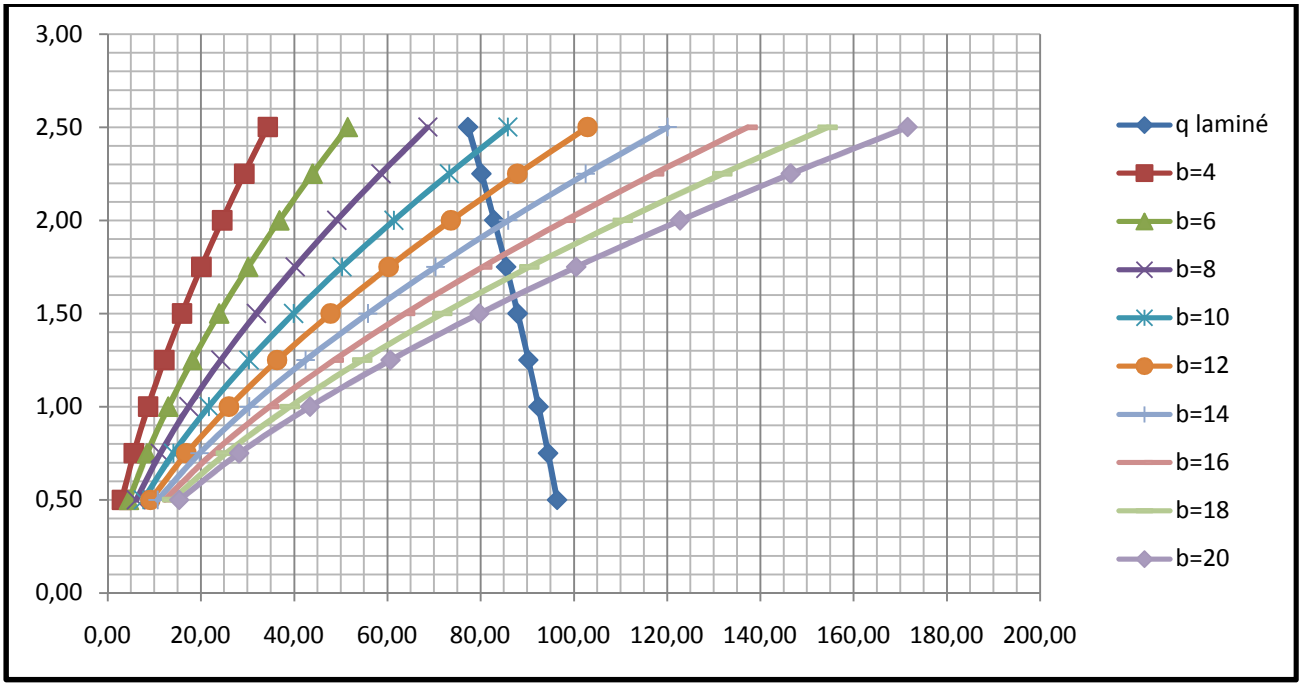


Figure III.22 : Courbes de H= f (Q, q)

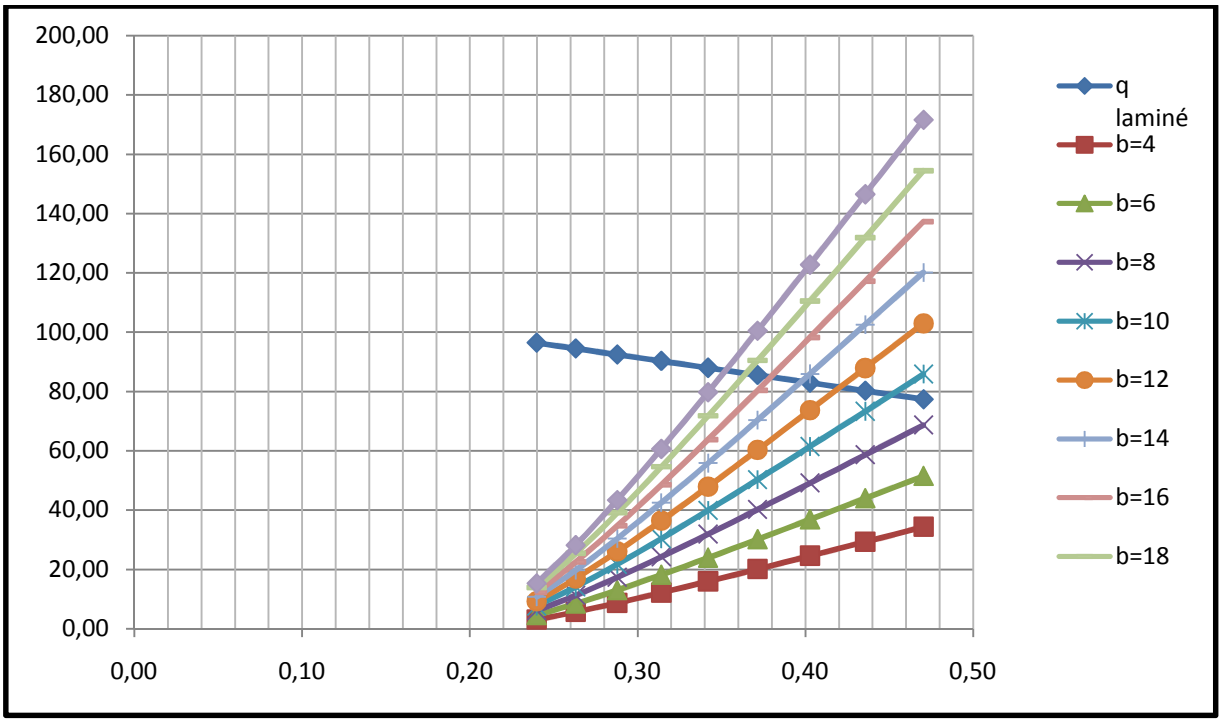


Figure III .23 : Courbes de (Q ,q) = f (V)

Tableau III.49 Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	$V_{forcé}(Mm^3)$
10	2,35	801,3	78	0,449
12	2,1	801,05	82	0,416
14	1,96	800,91	83	0,398
16	1,8	800,75	85	0,378
18	1,7	800,65	86	0,365
20	1,6	800,55	110	0,354
10	2,35	801,3	78	0,449
12	2,1	801,05	82	0,416

III.10 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant es correspondantes aux différentes hauteurs de la digue**.**

III.10.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{…….……III.58}$$

Avec :

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \quad \text{…….III.59}$$

V i : le volume du barrage à la cote **i.**

W i : Section transversale correspondante à la coupe **i.**

L i : Distance entre deux coupes voisines.

On a : $W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$ ……..…..III.60

B $_i$: Largeur de base donnée par :

$$Bi = (m_1 + m_2)\, H_i + b_{cr} \text{…… ..III.61}$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.
b_{cr} : Largeur en crête (m).
H $_i$: Hauteur de la tranche au point **i** :
H_b : Hauteur du barrage avec :

$$H = NNR + R + h_{dév} + t \text{……III.62}$$

R : Revanche en (m).
t : Tassement en (m).

III.10.1.1 Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0{,}75.H + \frac{V^2}{2g} \text{ ……III.63}$$

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la vague:

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$H=0{,}75+0{,}34\sqrt{F} + 0{,}26\sqrt[4]{F} \text{ ……..III.64}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

$$V=1{,}5+2.H\text{…….……..III.65}$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch. [F = 0.6 km]

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$H=0{,}5+0{,}33\sqrt{F} \text{ …… III.66}$$

c) Formule Simplifiée

$$R=1+0{,}3\sqrt{F} \text{ ……..……III.67}$$

Tableau III.50 : Résultats de calcul

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON GAILLARD	1.24	3.98	1.74
MALLET et PAQUANT	0.76	3.01	1.03
Simplifiée	-	-	1.23

On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1.33 m**

III.10.1.2 La largeur en crête

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes **:**

- ✓ Formule T.KNAPPEN:

$$\mathbf{b=1,65}\ \sqrt{\mathbf{H_b}} \quad \text{..III.68}$$

- ✓ Formule E.F.PREECE

$$\mathbf{b=(1,1}\ \sqrt{\mathbf{H_b}}\ \mathbf{)+1} \quad \text{III.69}$$

- ✓ Formule SIMPLIFIEE

$$\mathbf{b=3,6}\ \sqrt[3]{\boldsymbol{H_b}}\mathbf{-3} \quad \text{III.70}$$

- ✓ Formule pratique

$$\mathbf{b=5/3}\sqrt{H_b} \quad \text{III.71}$$

Avec : Hb **:** la hauteur du barrage

$\mathbf{H_b}$= NNR – C_f + $h_{dév}$ + R + t.

Tableau III.51 Les résultats de calcul

b(m)	H(m)	NPHE(m)	H_b(m)	b_{cr} (Knappen)	b_{cr}(Preece)	b_{cr}(Simplifiée)	b_{cr} (Pratique)	b_{cr} (moyenne)
10	2,35	801,3	10,98	5,47	4,64	5,00	5,52	5,16
12	2,1	801,05	10,73	5,40	4,60	4,94	5,46	5,10
14	1,96	800,91	10,59	5,37	4,58	4,91	5,42	5,07
16	1,8	800,75	10,43	5,33	4,55	4,87	5,38	5,03
18	1,7	800,65	10,33	5,30	4,54	4,84	5,36	5,01
20	1,6	800,55	10,23	5,28	4,52	4,81	5,33	4,99
10	2,35	801,3	10,98	5,47	4,64	5,00	5,52	5,16
12	2,1	801,05	10,73	5,40	4,60	4,94	5,46	5,10

On opte pour une largeur optimale égale à 5 m.

III.10.1.3 Calcul du coût de la digue

Le calcul des volumes de la digue correspondante aux largeurs déverse est fait à partir formules citées précédemment :

Tableau III.52 Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m^3)	Cout de la digue en (millions DA)
10	88715,52	35486208
12	85054,4	34021760
14	83036,16	33214464
16	80762,24	32304896
18	79353,28	31741312
20	77960,64	31184256

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé **400 DA**

III.10.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.10.2.1 Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression…), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est m = 0.49

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0{,}47\left(\frac{X}{H}\right)^{1{,}80} \quad \text{…… III. 72}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_{dev}=S .d_{ev}*L \quad \text{III.73}$$

S : Section transversale (m^2).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube de béton à **40.000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de :

Tableau III.53 : Coût de déversoir

Profil N°	b (m)	$h_{dév}$(m)	S(m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
1	10	2,35	1,74	17,742	709673,542
2	12	2,1	1,78	21,981	879258,859
3	14	1,96	1,83	26,179	1047170,797
4	16	1,8	1,86	30,724	1228953,380
5	18	1,7	1,90	35,210	1408389,290
6	20	1,6	1,95	39,922	1596863,943

III.10.2.2Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 54.78 m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$\mathbf{V_{béton} = S_{béton} \times L_{cour}} \quad \text{III.74}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 40000 DA/m^3

La largeur du coursier est donnée par :

$$\mathbf{b_{cou} = (Q_{e,\,max})^{0,4}} \quad \text{III.75}$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III.54: Coût de coursier

$b_{dév}$ (m)	q (m^3/s)	b_c (m)	$V_{bét}$ (m^3)	coût total Millions (DA)
6	96,38	5,71	402,633	16105320
8	94,46	5,83	443,718	17748720
10	92,41	5,86	490,8288	19633152
12	90,24	5,91	536,844	21473760
14	87,93	5,94	586,146	23445840
16	85,49	6,55	635,448	25417920
18	82,91	5,71	402,633	16105320
20	80,18	5,83	443,718	17748720

III.10.2.3 Calcul du coût du chenal d'écoulement

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 20 m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cour} \quad \text{……III.76}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 40000 DA/m^3

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversant.

Tableau III.55: Coût du chenal d'écoulement

Largeur déversant (m)	Chenal d'écoulement en (m^3)	coût (DA)
10	147	5880000
12	162	6480000
14	179,2	7168000
16	196	7840000
18	214	8560000
20	232	9280000

III.10.3 coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous

Tableau III.56 : Coût Totale de la Retenue

Largeur déversante (m)	**Coût de la digue (DA)**	**Cout de l'évacuateur de crue**			**Coût total (DA)**
		Déversoir	**Chenal d'écoulement**	**coursier**	
10	35486208	709673,542	5880000	16105320	58181201,5
12	34021760	879258,859	6480000	17748720	59129738,9
14	33214464	8547170,797	6368000	17633152	56246857,1
16	32304896	1228953,380	7840000	21473760	62847609,4
18	31741312	1408389,290	8560000	23445840	65155541,3
20	31184256	1596863,943	9280000	25417920	67479039,9

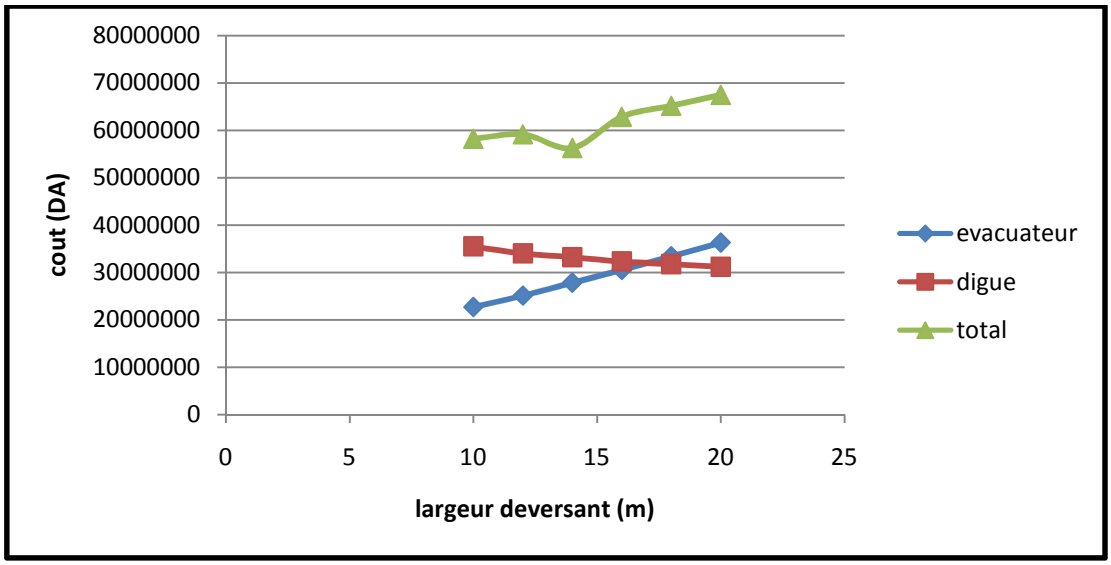


Figure III.24 :courbe d'optimisation

Conclusion :

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure **III-24** la largeur déversant optimale donnant le coût minimum est**14 m** qui correspondant **$h_{dév}$ = 1.96 m** et **Q = 87.93 m^3/s** avec un hautreurde barrage **H_b = 10.69m**à une cote de créte optimale de la digue 802.34 **m NGA**

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.57 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	**0.078**
Volume utile	Mm^3	**0.119**
Volume au NNR	Mm^3	**0.197**
Cote du fond	m NGA	**791.75**
Cote NVM	m NGA	**796.41**
Cote NNR	m NGA	**798.77**
Cote en crête	m NGA	**802.16**
Largeur en crête	m	**5**

III.10.4 Laminage pour un déversoir de largeur b=14 m

Nous allons calculer et tracer la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas d'une (1) heure.

Tableau III.58 : Les volumes et les débits déversant

cote	Hd	q	1/2 q t	V (m³)	v+ 1/2 q t
798,75	0	0	0	199400	199400
798,95	0,2	2,717	0,00244	215144,08	215144,082
799,15	0,4	7,687	0,00691	231785,022	231785,029
799,35	0,6	14,122	0,01270	249347,671	249347,683
799,55	0,8	21,742	0,01956	267856,87	267856,889
799,75	1	30,386	0,02734	287337,463	287337,49
799,95	1,2	39,943	0,03594	307814,294	307814,33
800,15	1,4	50,334	0,04530	329312,207	329312,253
800,35	1,6	61,496	0,05534	351856,046	351856,101
800,55	1,8	73,380	0,06604	375470,654	375470,72
800,73	1,98	84,658	0,07619	397659,843	397659,919

O n trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au -du déversoir.

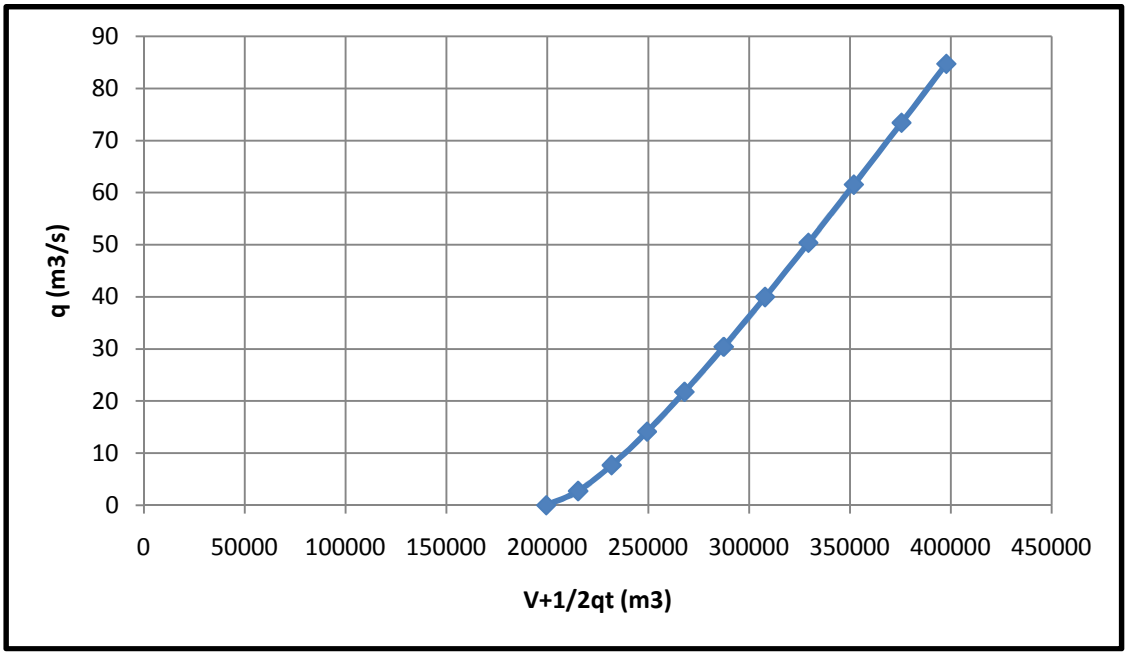


Figure III.26: Courbe des débits déversant

Tableau III.59 : Laminage de crue **(L =14 m)**

temp(h)	Q (m³/s)	Qmoy (m³/s)	Qmoy-q (m³/s)	(Qmoy -q)Δt(m³)	V+½qΔt(m³)	q(m³/s)
0	0					
0.5	0,99	0,495	0,495	891	199400	0
1	3,94					
1.5	8,87	6,405	6,23	11214	200291	0,175
2	15,77					
2.5	24,64	20,205	17,655	31779	211505	2,55
3	35,48					
3.5	48,29	41,885	31,245	56241	243284	10,64
4	63,07					
4.5	79,82	71,445	41,525	74745	299525	29,92
4.75	88,94					
5	83,44	86,19	20,85	37530	374270	64.54
5.5	73,12					
6	63,7	68,41	-18,8	-33840	411800	67.37
6.5	55,12					
7	47,34	51,23	-16,14	-29052	377960	52.072
7.5	40,34					
8	34,06	37,2	-14,872	-26769,6	348908	39.345
8.5	28,47					
9	23,53	26	-13,345	-24021	322138	29.367
9.5	19,19					
10	15,43	17,31	-12,057	-21702,6	298117	21.239
10.5	12,19					
11	9,44	10,815	-10,424	-37526,4	276415	11.289
11.5	7,14					
12	5,24	6,19	-3,099	-5578,2	238888	7.888
12.5	3,72					
13	2,52	3,12	-4,768	-8582,4	233310	5.673
13.5	1,62					
14	0,96	1,29	-4,383	-7889,4	224728	3.768
14.5	0,51					
15	0,23	0,37	-3,398	-6116,4	216838	2.376
15.5	0,07					
16	0,01	0,04	-2,336	-8409,6	210722	0.584
16.5	0					
16.62	0	0	-0,584	-2102,4	202312	0,159
17	0					
17,5	0	0	-0,159	-572,4	200210	0.044
18	0					
18,5	0	0	-0,044	-158,4	199638	0,013
19	0					
19,5	0	0	-0,013	-46,8	199479	0,003

20	0					
20,5	0	0	-0,003	-10,8	199432	0,001
21	0					
21,5	0	0	0	0	199422	0

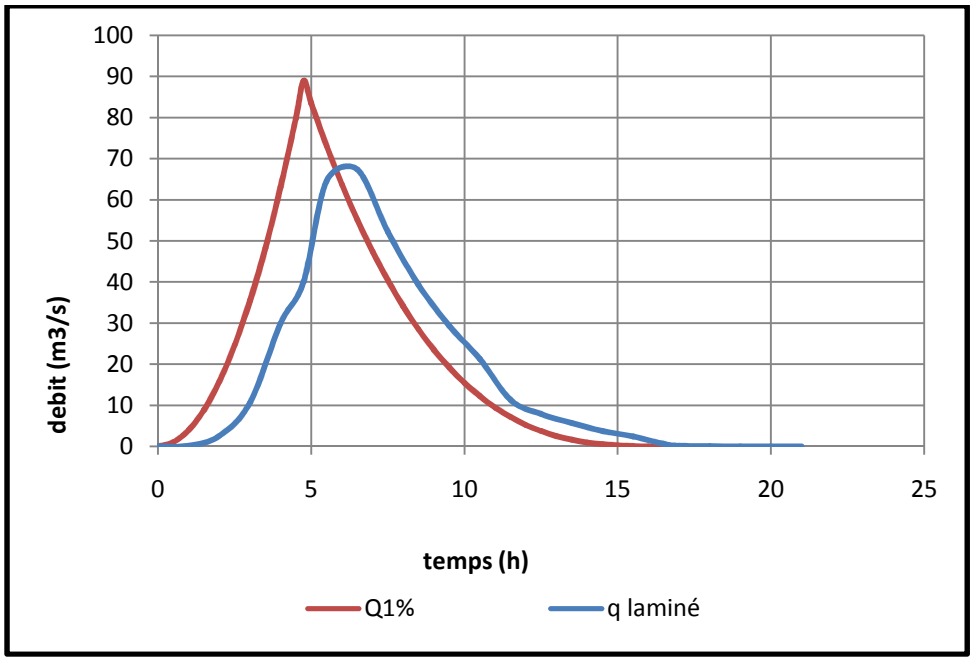


Figure III.27 : Hydrogramme des débits entrants et sortants

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins de la future retenue collinaire. Nous pouvons retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la retenu au niveau NNR est 10.63 m et une capacité de 0.197 Mm^3
- Evacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 14 m, avec une hauteur lame déversante de 1.96 m correspondant à un NPHE à plus de 800.91 m.

Introduction

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueilles.

Sur la base des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances Géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur des Considérations géologiques et géotechniques on à opter pour un barrage en matériaux meubles.

IV.1 Choix du type du barrage

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site

permettent d'envisager une digue en matériaux locaux suivants trois alternatives de variantes :

- Digue en terre homogène
- Digue zonée à noyau étanche
- Digue en enrochement

IV.1.1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il y a lieu de réaliser un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage, il faudra disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables.(Figure IV.01)

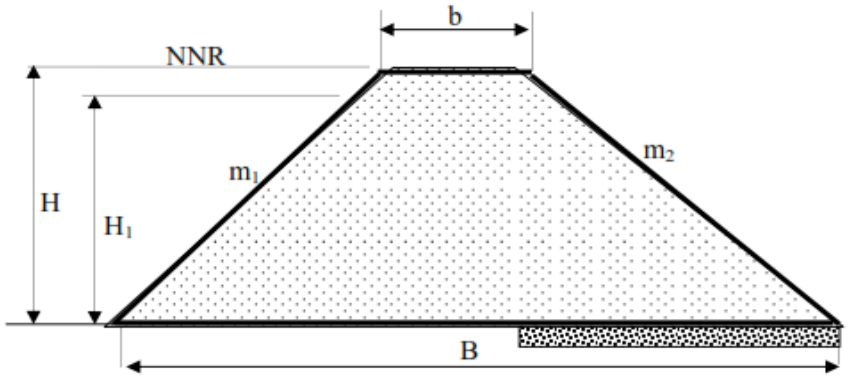


Figure IV.01 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.1.2 Barrage zoné a noyau d'argile

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui as surent la stabilité de l'ensemble.(Figure IV.02)

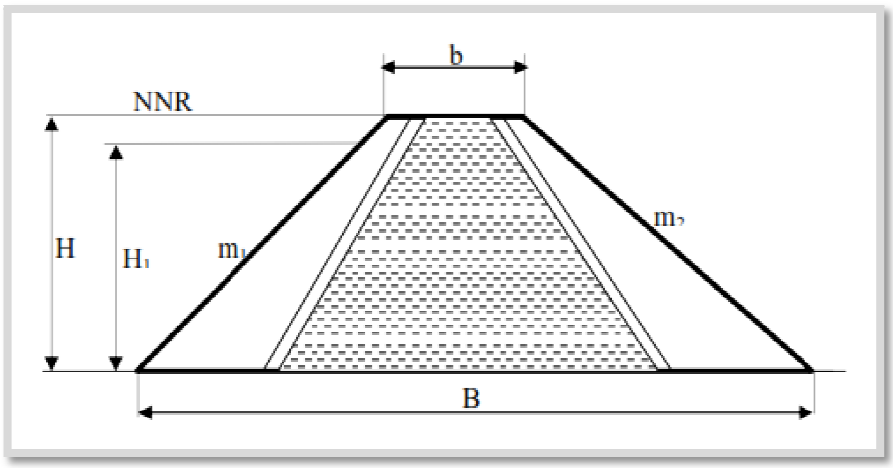


Figure IV.02 : Coupe transversale d'une digue zonée

IV.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre. Pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton.(Figure IV.03)

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage

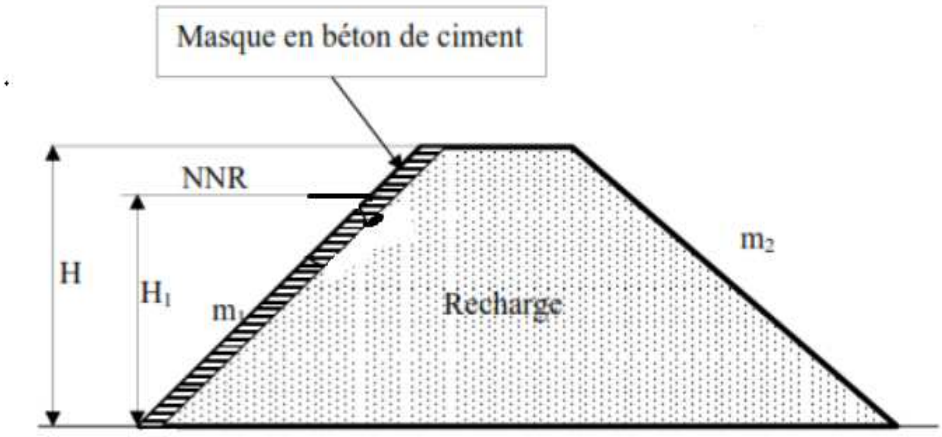


Figure IV.03 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

IV.2 Définition du profil général de la retenue

IV.2. 1 Hauteur de la retenue

A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$R = 1.33 \text{ m}$$

B. Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement est de l'ordre **(1 à 3) %** de la hauteur de l'ouvrage.

$$t = (0.01 \div 0.03) \times H_b$$

$$t = 0.011 \text{ x } 10 = 0.11 \text{ m}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \quad \text{(IV.1)}$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 10.41 \text{ m}$$

IV.2. 2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 5 \text{ m}$$

IV.2. 3 La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{cr} = 272 \text{ m}$$

IV.2.4 Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisi les pentes.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	**Aval**
H<5	- Homogène	**2.5**	**2**
	- A zones	**2**	**2**
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	**2**	**2**
	- Homogène à fort % d'argile	**2.5**	**2.5**
	- A zones	**2**	**2.5**
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	**2.5**	**2.5**
	- Homogène à fort % d'argile	**3**	**2.5**
	- A zones	**3**	**3**
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	**3**	**2.5**
	- A zones	**3**	**3**

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.3 Digue en terre homogène

IV.3.1 Pentes des talus

Pour notre cas on prend :

- Le fruit amont est : $m_1 = 3$
- Le fruit aval est : $m_2 = 2.5$

IV.3.2 Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

2- le talus amont :

Il sera protégé par un parement en Rip–Rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues $\mathbf{h_v}$ et leur vitesse de propagation **V** par la formule suivante :

- **1 ère méthode :** Tennessee Valley Authority (T.V.A)

$$\mathbf{e = C \cdot V^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV. 02)}$$

D'où :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Tableau IV.02 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pentes des talus	**Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques**		
	γ=2.5	**γ =2.65**	**γ=2.8**
1 / 4	0.027	0.024	0.022
1 / 3	0.028	0.025	0.023
1 / 2	0.031	0.028	0.026
1 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau : pour γ = 2.5 t/m³ et m = 3, nous trouvons C = 0.028, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0.25m.

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$\mathbf{P \geq 0{,}52\ .e^3} \quad \text{..... … (IV. 3)}$$

P=0.021 tonne

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{P}{0{,}524.\delta}} \quad \text{……. (IV. 4)}$$

D_p=0.50m

- **2éme méthode :**

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV.03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	**Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)**	**D_{min}(m)**
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

On a **:** h_v = 0.76 m

Pour une hauteur de vague de 0.76m, il correspond une épaisseur minimale de 0.40 m et la valeur de D_{50} minimum est : 0.30m.

Conclusion :

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $\boldsymbol{e_{min} = 0.40m}$ et un diamètre de 50% des blocs $\boldsymbol{D_{50min}=0.30m.}$

Les enrochements doivent avoir les qualités suivantes :

- Forte résistance au cisaillement
- Insolubilité dans l'eau
- Non gélivité
- Forte densité

V.3.3 Organe d'étanchéité

V.3.3.1 La clé d'encrage :

Afin d'éviter les infiltrations à travers la fondation de la retenue, un para fouille sera exécuté sur la continuité de la digue.

- Hauteur max du para fouille : 3 m
- Talus **:** $m_1 = m_2 = 1$
- Largeur à la base : 3m

V.3.3.2 Calcul des drains

A. Le drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- La longueur du drain tapis

$$\mathbf{L_d} = \frac{Lb}{3} \quad \text{..... (IV.5)}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [L_d = 62.26m]

Donc : $L_d = \frac{62.26}{3} = 20.75$ m

V.3.3.3 Le prisme de drainage

- **Fruits des talus**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1 = 1$

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 1.5$

- **Hauteur:**

$$H_{dr} = (0{,}15 \div 0{,}2)\, H_b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.6)}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (Hb= 10.41m)

On prend $H_{dr} = 0.2\, H_b = 2$ m

On aura : $H_{dr} = 2$ m

- **Largeur au sommet :**

On va prendre : $b_{dr} = 0.6$ m

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2)\, h_{dr} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.7)}$$

$$B = 6 \text{ m}$$

IV.4 Digue zoné a noyau d'argile

IV.4.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- ✓ Parement amont $m_1 = 2.5$
- ✓ Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.4.2. Etanchéité de la retenue

IV.4.2.1 Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ✓ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ✓ Avoir une grande imperméabilité.

- ✓ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

A. Largeur en crête

$$Lcr = [1/17 \div 1/3]Hb \text{……..…….……} \quad \text{(IV.8)}$$

Avec :

- ✓ Hb **:** hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 0.25 \times 10.41 = 2.5\ m$$

$$L_{cr} = 2.5\ m$$

B. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \text{……..……} \quad \text{(IV.9)}$$

$$H_n = 9.41m$$

C. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Longrightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \text{……} \quad \text{(IV.10)}$$

Avec:

- ✓ ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $H=H_1-H_2$
- ✓ H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2= 0$.
- ✓ H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1=7.02$ m.
- ✓ B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)
- ✓ J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}

Tableau VI.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau VI.04, la retenue de notre projet est de **classe IV**.

Tableau VI.05: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, J_{adm}= 1.95

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{7.02-0}{1.95} = 3.6$$

$$B_{noy} > 3.6 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode la base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

B_{min}= 6+C×Hn…….…….. ….(IV.11)

B_{max} =(*0.8÷1.2)* Hb……..…….... (IV.12)

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = 0.2$$

Nous trouvons :

B_{min} = 7.40 m et B_{max} =10.41m.

Nous prenons : B_{noy} = 10 m

D. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - B_{noycrt}}{2H_n} \quad \text{..... (IV.13)}$$

$$m = \frac{(10-2.5)}{2*7.02} = 0.53$$

Nous prenons : $m_1 = m_2 = 0.5$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	2.5
Hauteur du noyau (m)	9.41
Largeur à la base du noyau (m)	10
Pente des talus	0.5

IV.4.2.2 Dimensionnement du Drain Tapis

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales e = 1.2 m, Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{Lb}{3} \quad \text{..... (IV.14)}$$

Avec :

L_b **:** Longueur transversale de la retenue, L_b= 67.46 m.

Donc :

L_d = 22.48m

IV.4.2.3 La clé d'encrage :

Afin d'éviter les infiltrations à travers la fondation de la retenue, un para fouille sera exécuté sur la continuité de la digue.

- Hauteur max du para fouille : 3 m
- Talus **:** $m_1 = m_2 = 1$
- Largeur à la base : 3m

IV.5 Digue en enrochement a masque en béton

IV.5.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- ✓ Parement amont $m_1 = 2.5$
- ✓ Parement aval $m_2 = 2$

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \text{……. (IV.15)}$$

$$e = 0.32 \text{ m}$$

IV.6 Calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

IV.6.1. Barrage homogène en argile avec drain tapis

IV.6.1.1. Recharges

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau IV.07: calcul des volumes des recharges (argile).

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	23,515	35	823,025
2	47,03	110,935	35	3882,725
3	221,87			
4	298,31	323,905	35	11336,675
5	349,5	214,43	35	7505,05
6	428,86	167,565	35	5864,775
7	335,13	14,24	35	498,4
8	28,48	4,225	35	147,875
9	0			
Volume Total				**40058,525**

IV.6.1.2. Protection Rip-Rap

Tableau IV.08 : calcul des volumes du Rip-Rap

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	3,27	35	114,45
1	6,54	7,505	35	262,675
2	15,01			
3	20,54	21,16	35	740,6
4	21,78	12,48	35	436,8
5	24,96	10,92	35	382,2
6	21,84	2,35	35	82,25
7	4,7	1,19	35	41,65
8	0			
Volume Total				2060,625

IV.6.1.3 Filtre et drain :

Tableau IV.09: volume du sable

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	0,815	35	28,525
2	1,63			
3	7,1	3,55	35	124,25
4	10,39	11,725	35	410,375
5	13,06			
6	10,33	5,165	35	180,775
7	8,03	4,015	35	140,525
8	1,4	0,7	35	24,5
9	0	0,465	35	16,275
Volume Total				**925,225**

Tableau IV.10 : volume du gravier

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	0,785	35	27,475
1	1,57			
2	8,41	4,205	35	147,175
3	11,3	12,255	35	428,925
4	13,21			
5	15,28	7,64	35	267,4
6	8,89	4,445	35	155,575
7	1,48	0,74	35	25,9
8	0	0,52	35	18,2
Volume Total				**1070,65**

IV.6.2 Barrage Zonée :

IV.6.2.1 Le noyau :

Tableau IV.11 : Calcul des volumes du noyau.

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	2,30	35	85,10
2	4,60			
3	13,22	8,91	35	329,75
4	7,35	10,29	35	380,80
5	6,97			
6	3,82	5,40	35	199,80
7	2.40	1,91	35	70,77
8	0	0.95	35	33.6
Volume total				**1666,242**

IV.6.2.2 Les Recharges :

Tableau IV.12: volumes des recharges.

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	23,98	35	839,3
1	47,96			
2	200	100	35	3500
3	267,68	284,445	35	9955,575
4	301,21			
5	301,33	150,665	35	5273,275
6	307,87	153,935	35	5387,725
7	25,38	12,69	35	444,15
8	0	4,255	35	148,925
Volume Total				**35548,95**

IV.6.2.3 Protection Rip-Rap

Tableau IV.13 : Calcul des volumes du Rip-Rap

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	4,06	35	142,27
1	8,13			
2	15,97	7,98	35	279,47
3	18,61	20,90	35	731,50
4	23,19			
5	23,19	11,59	35	405,82
6	23,5	11,75	35	411,25
7	5,04	2,52	35	88,20
8	0	1,24	35	43,57
Volume Total				**2102,1**

IV.6.2.4 Filtre et drain :

Tableau IV.14 : Volume du sable

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	1.335	35	46.72
1	2.67			
2	9.37	4.685	35	163.97
3	12.13	13.95	35	488.25
4	15.77			
5	15.76	7.88	35	275.80
6	16.18	8.09	35	286.15
7	2.54	2.27	35	44.45
8	0	0.52	35	18.20
Volume Total				**1320,1**

Tableau IV.15 : Volume du sable

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	1,29	35	45,15
1	2,58			
2	9,34	4,67	35	163,45
3	11,17	12,705	35	444,675
4	14,24			
5	15,04	7,52	35	263,2
6	16,24	8,12	35	284,2
7	5,04	2,52	35	88,2
8	0	1,24	35	43,4
Volume Total				**1332,275**

IV.6.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

e = 0.3+0.001*H …… (IV.16)

H **:** la hauteur de barrage

A.N : **e = 0.30 m**

IV.6.3.1 Recharge (enrochement)

Tableau IV.16 : Volume du Rip Rap

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0			
1	46,12	23,06	35	807,1
2	206,28	103,14	35	3609,9
3	264,44			
4	318,98	291,71	35	10209,85
5	318,98	159,49	35	5582,15
6	327,28	163,64	35	5727,4
7	27,36	13,68	35	478,8
8	0	4,01	35	140,35
Volume Total				**28989,916**

IV.6.3.2 Masque en béton

Tableau IV.17 : Volume de béton

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
0	0	0,825	35	28,875
1	1,65	3,65	35	127,75
2	7,3			
3	9,92	9,16	35	320,6
4	8,4	4,2	35	147
5	8,4	3,555	35	124,425
6	7,11	0,91	35	31,85
7	1,82	0,58	35	20,3
8	0			
Volume Total				**600,0068**

IV.7.Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau IV.18 : Les coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	40058,525	1500	45087788	**56162225**
	Protection	2060,625	1500	3090937,5	
	Sable	925,225	4000	3700900	
	gravier	1070,65	4000	4282600	
Zoné	Recharge	35548,95	1500	38323425	**57593227,3**
	Noyau	1666,24	500	833120	
	Protection	2102,1	1500	3153150	
	sable	1320,55	4000	5282200	
	gravier	1332,275	4000	1332,275	
Avec masque	Recharge (enrochement)	28989,249	1500	43484874	**67485145,5**
	Béton	600,0068	40000	24000272	

IV.8 Conclusion :

D'après l'estimation du coût des déférentes des variantes, on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

Dans notre cas, nous adoptons une digue en terre homogènes du fait que les matériaux offrent des conditions favorables à savoir :

=> La disponibilité des matériaux
=> Leur proximité
=> La quantité suffisante à mettre en œuvre.
=> Leur qualité

Introduction

La digue de la retenue collinaire FAID LABBA est une digue en terre homogène avec un drain tapis, d'une hauteur totale de 10.41 m au-dessus de la fondation.
La largeur en crête est de 5 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de (m_1=3, m2= 2,5).

Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillé de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

V.1. Protection des talus

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui -ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.
L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.01 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristique du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.40
D_{50}(m)	0.30

V.2. Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

V.2.1. Dimensionnement de filtre

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnent d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

A. Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de TERZAGHI (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception

$\frac{D_{15}(filtre)}{d_{85}(sol)} \leq 4 \div 5.$ **Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.**

$\frac{D_{15}(filtre)}{d_{15}(sol)} \succ 4 \div 5.$ **Condition de perméabilité**

$\frac{D_{50}(filtre)}{d_{50}(sol)} \prec 25.$ **Parallélisme des courbes granulométriques**

$\frac{D_{60}(filtre)}{d_{10}(filtre)} \leq 20.$ **Coefficient d'uniformité du filtre**

Pour construire le fuseau granulométrique nous déterminons le D_{15},D_{50} et D_{60} du filtre

- **D_{15} filtre ≤ 4× $d_{85\ sol}$**
- **D_{15} filtre > 4× $d_{15\ sol}$**
- **D_{50} filtre <25× $d_{50\ sol}$**
- **D_{60} filtre < 20× $d_{10\ filtre}$**

Avec

- **D_{xx}:** diamètre caractéristiques des filtres.
- **d_{xx}:** diamètre caractéristique du noyau.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables : 0.15 m
- Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

V.2.2 Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard :

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}.(1+0{,}05\eta)\frac{n}{1-n} \quad \text{.....(V.01)}$$

Avec :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0{,}1\text{Log}\,\eta$;

$n_o = 0{,}45$ pour les sols argileux.

V.2.3 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_F \geq \left(2 + \sqrt[6]{\eta}\right)K_N \text{..... (V.02)}$$

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-8} m/s.

Remarque :

Vu que non disponibilité de la courbe granulométrique on propose des diamètres du filtre.

Conclusion :

On prévoit:

Notre filtre est constitué du gros sable, sable fin et de gravier

- ✓ Une première couche de filtre en sable fin d'épaisseur 15 cm;
- ✓ La deuxième couche en sable fin d'épaisseur 15 cm;
- ✓ La troisième couche en gravier d'épaisseur 20 cm;
- ✓ L'enrochement (Rip-Rap) d'épaisseur = 30 cm.

V.3. Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de 20.75m et une épaisseur de 1.2 m.qui est déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la retenue Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau V.02 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		2
Largeur en crête (m)		0.6
Largeur en base de prisme (m)		6
Fruit de talus	$\mathbf{m_1}$	1
	$\mathbf{m_2}$	1.5

V.4 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules.

On prévoir une épaisseur de bitume pour le recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

V. 5 Etude des infiltrations

V.5.1 Tracer de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau du parement amont.(Figure V.01)

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy = 0 \quad \text{..... (V.03)}$$

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2+d^2} - d^2$ .....(V.04)

d **:** Largeur en base du noyau diminuée de 0,7b.

b **:** Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

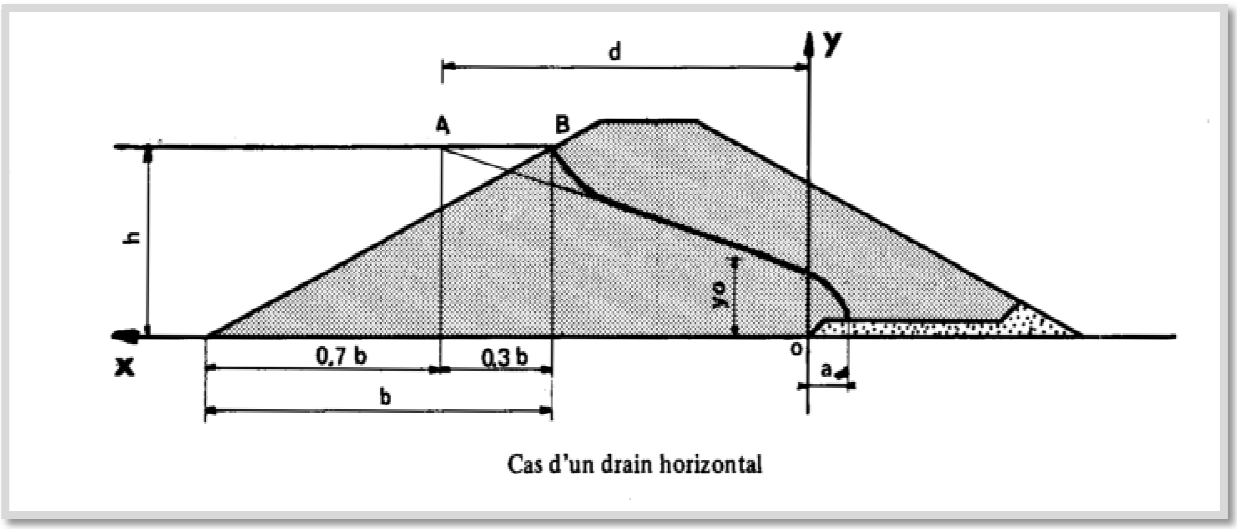


Figure V.01 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

Donc on a :

- b =21.08 m
- h = 7.02 m
- d = 20.92m

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2+d^2} - d$ Donc $y_0 =$ 1.14 m

L'équation de la parabole s'écrit :

$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$ donc $y^2 = 1.31X + 2.29$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.03 Coordonnées de la ligne de saturation

x	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	20.92
y	1,15	2,43	3,24	3,88	4,43	4,92	5,37	5,78	6,16	6,53	6,70	6,87

V.5.2 Débit d'infiltration

A. A travers la digue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \quad \text{……. (V.05)}$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m^3/s/ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=5.10^{-8}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.1$

Donc : $q = K.y\frac{dy}{dx}$ ……..……(V.06)

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$

D'où: $q = K.y_0$ m^3/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

AN: $y_0 = 1.14$ m, $K = 5.10^{-8}$ m/s $\Rightarrow$ $q = 5.7\ 10^{-8}$ m^3/s/ml

B. A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A\text{…….……} \quad \text{(V.07)}$$

- ✓ H : Charge de la retenue, H= 7.02 m
- ✓ L_b : 62.26 m L'emprise du barrage. ;

- ✓ A : Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1
- ✓ T : Profondeur du sol de fondation perméable. T=6 m

D'où :

$$q = K.I.T \quad \text{(V.08)}$$

$$q = 5.10^{-8} \times \frac{12}{62.26} \times 6 = 3.44 .10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$q = 9.33.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D \quad \text{(V.09)}$$

$$Q = \mathbf{2.48.10^{-5} m^3/s} = \mathbf{783\ m^3/ans}$$

V.6 Calcul de stabilité

V.6.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparait comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue .Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

V.6.2 Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables (Figure V.02).

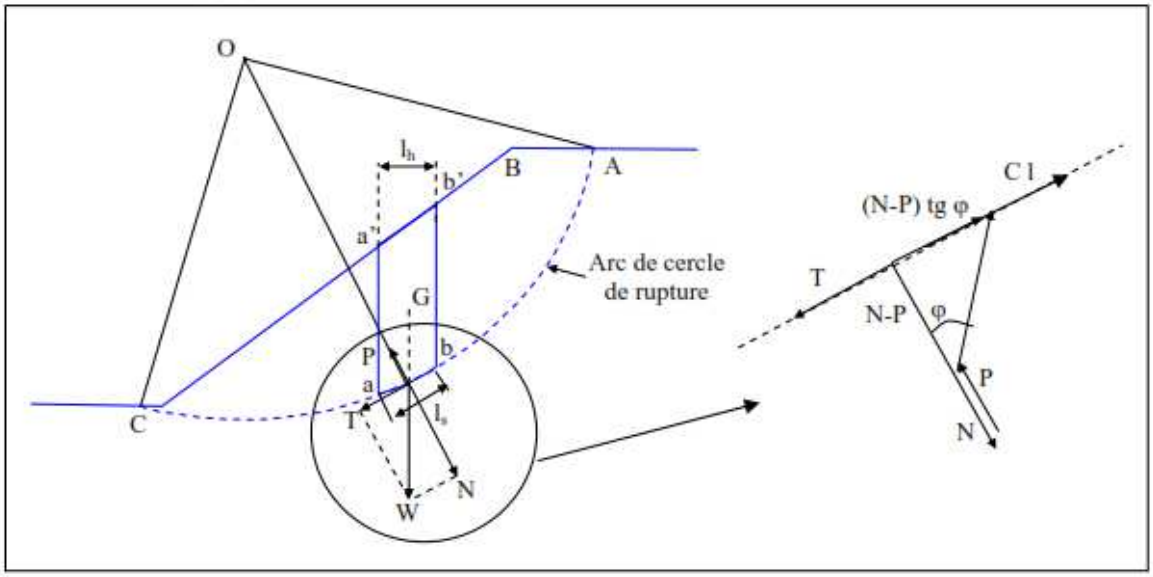


Figure V.02: Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V.6.3 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus. (Figure V.03)
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1et R_2 avec :

  - $R_1 = K_1 H_b$.
  - $R_2 = K_2 H_b$.

Avec :

- ✓ H_b **:** Hauteur totale du barrage, H_b=10.41 m.
- ✓ K1-K2 **:** sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.04: Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus

Pente des talus	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
$K_1=R_1/H_b$	**0,75**	**0,75**	**1,00**	**1,50**	**2,20**	**3,00**
$K_2=R_2/H_b$	**1,50**	**1,75**	**2,30**	**3,75**	**4,80**	**5,50**

➢ **Pour notre cas :**

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2.3	10.41	23.94
Aval	2.5	0.875	2.025	9.11	21.08

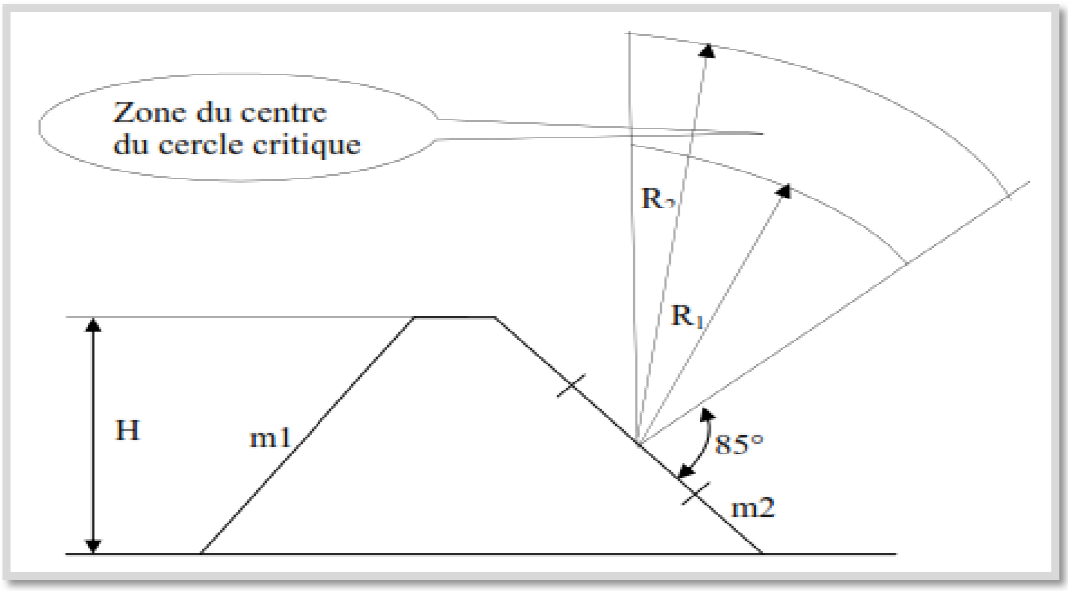


Figure V.03 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev

L'intersection des rayons R_1 et R_2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite, une courbe de rayon « R» qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o » .

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur **b = 0,1R**, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».

2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

3. Forces de pressions interstitielles.

4. Forces de Cohésion.

5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \quad \text{.....(V.10)}$$

- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \quad \text{.....(V.11)}$$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.6.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.(Figure V.04)

La formule s'écrit :

$$G\,n = b\,(\gamma_1 .h_1 + \gamma 2 .h_2 + \gamma_3 .h_3). \quad \text{..... (V.12)}$$

h_1 , h_2 , h_3 : Hauteurs des tranches;

γ_1: Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2: Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3: Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U.\,dl = \gamma_w . h .dl. \quad \text{..... (IV.13)}$$

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau γ_w = 1KN/m^3.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$\mathbf{F_c = c .dl.} \quad \text{.....(IV.14)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$\mathbf{T = a. G_n} \quad \text{..... (IV.15)}$$

a : Coefficient d'accélération (a = 0.10)

G_n : Poids de la tranche.

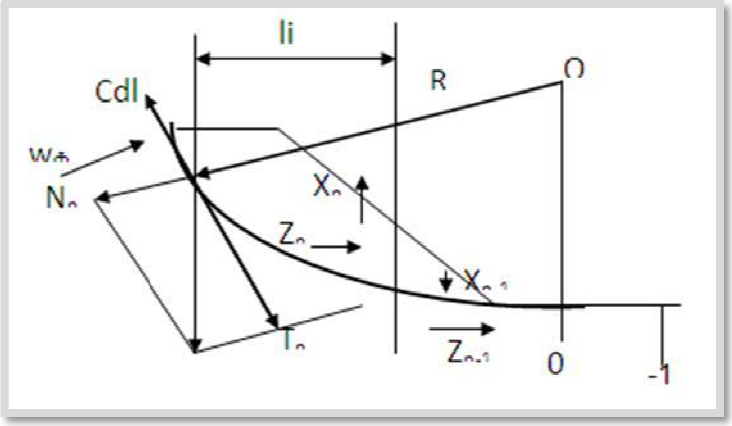


Figure V.04: Schéma de calcul statique.

V.6. 5 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1) Les forces stabilisatrices :

- **Force de frottement**

$$F_1 = N\ n\ tg\ \varphi - U\ dl\ tg\varphi \quad \text{……..……. (V.16)}$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

- **Force de cohésion**

$$F_c = c\ dl \quad \text{..... (V.17)}$$

Avec : $$dl = \frac{2.\pi.R.Bi}{360} \quad \text{……..…..... (V.18)}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M\ s = [(N\ n - U\ dl)\ tg\varphi + c\ dl]\ R \quad \text{.....…… (V.19)}$$

2) Les forces motrices

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum_{i=1}^{n} Tn \quad \text{…….....(V.20)}$$

$\sin\alpha$ =Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos\alpha = \sqrt{1-\sin\alpha^2}$

V.6.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont)

Le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Sans séisme $$Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad \text{…….....……(V.22)}$$

Avec séisme $$Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum a G_n d_n} \quad \text{…….....(V.23)}$$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Sans séisme : $$Kss = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad \text{…….....(V.24)}$$

Avec séisme : $$Kas = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a} G_n d_n} \quad \text{…….....(V.25)}$$

C) Vidange rapide (talus amont)

Sans séisme: $$Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad \text{….....(V.26)}$$

Avec séisme: $$Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a} G_n d_n} \quad \text{…….....(V.27)}$$

Tableau V.05 : Caractéristiques géotechniques des sols

	Angle de frottement (°)	**Cohésion C (bar)**	**Poids volumique (t/m^3)**	
			Sèche	**Saturé**
La fondation	19.50	0.89	2.15	2.32
Recharges	12.75	0.50	1.71	2.1

Tableau V.06: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme K_{as}	Sans séisme K_{ss}
Fin de construction	**Talus aval**		
	R=20.48 m	1.99	1.37
	R=15.98 m	2.92	2.13
	R=17.19 m	2.11	1.75
Fonctionnement normal	**Talus aval**		
	R=20.48 m	2.77	1.57
	R=15.98 m	0.33	2.16
	R=17.19 m	2.01	1.57
Vidange rapide	**Talus Amont**		
	R=24.68 m	1.60	1.36
	R=20.08 m	1.98	1.45
	R=21.76 m	1.73	1.39

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Introduction

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.
Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1 L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crue est un ouvrage très important qui assure le bon fonctionnement d'un barrage. Le fait qu'il est le premier responsable dans le cas ou le barrage peut voir un Aléa naturel (cas d'une crue fréquentielle).

Selon plusieurs critères qu'il faut les prendre en considération pour faire le choix de type d'évacuateur de crue bien qu'il faut assurer la sécurité de fonctionnement, mettre en évidence les difficultés de réalisation les exigences typographiques et géologique et du site. Bien sure. Mettre en évidence le coût de l'ouvrage et la facilité de l'entretien.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La qualité des prévisions de crues
- La séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

a) Les évacuateurs de crues de surface ou latéral :

les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, cout de construction et maintenance .Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale .l'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques on distingue :

- **Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière, l'écoulement change de direction à 90°.lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

Ce type d'évacuateur présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant et l'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- **Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

L'évacuateur est à entonnement frontale a un seuil disposé face à la rivière, l'écoulement ne change pas de direction il représente les avantages et les inconvénients suivant :

➢ Ses avantages sont :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

➢ Ses inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

b) Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m3/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle, ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
-

c) Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages et les inconvénients suivant :

➢ Ses avantages sont :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

➢ Ses inconvénients sont :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.2 Choix de la variante

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal sur la rive gauche.

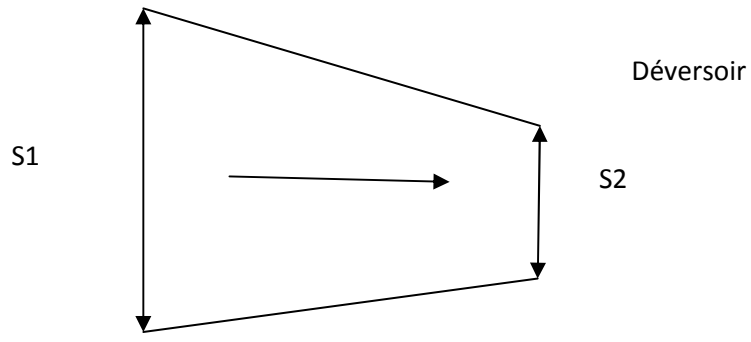
L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Canal convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.

VI.1.3 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

VI.1.3.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.



- **Longueur du canal d'approche**

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 18.60 m

- **Vitesse d'approche:**

La vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{(m(h+p)+b)(h+p)} \quad \text{.....(VI.01)}$$

b: largeur du déversoir (b=14m).

Q: débit évacué (Q=88.94 m^3/s).

P : hauteur de pelle (p = 1.5m)

H : charge déversant (h = 1.96 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 1 pour une fondation argileuse.

A.N : S_2=60.41**m^2**

V_2=1.47 **m/s**

On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal

$$S_1 = \frac{Q}{V_1} = \frac{Q}{V_{adm}} \quad \text{.....(VI.02)}$$

La vitesse admissible pour le tronçon en argile est de 1.6 m/s

A N : S_1 = 55.58**m^2**

Puisqu'on a $S_1 < S_2$ donc pas de risque d'érosion.

- **La détermination des côtes du canal d'approche :**

On applique le théorème de Bernoulli entre (1) et (2)

$$\mathbf{Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta E} \quad \text{.....(VI.03)}$$

ΔE = J. L_{1-2} en prend **J = 0.01**

Donc : $Z1 + h1 - Z3 - h3 = J. L_{1-2}$

$$\mathbf{J = \frac{Z1-Z2}{L\,1-2} + \frac{h1-h2}{L\,1-2}}$$

- **On détermine h_1 :**

Puisqu'on a :

$$S_1 = (b+mh_1)\,h_1 = (17.3+ h_1)\,h_1 \quad \text{..... (VI.04)}$$

$$h_1^2 + 20h_1 - 55.58 = 0$$

$$h_1 = 3.28\text{m}$$

Le système d'équation peut être résolu comme suit:

On a la cote de Z_2 = cote NNR =798.77 m

- ✓ H_1 =3.28 m
- ✓ H_2= 3.46 m
- ✓ **$L\,1-2$** = 18.60 m
- ✓ **On détermine Z_1 :**

$$Z_1=L_{1-2}\ (J-\frac{Z1-Z2}{L\,1-2} + \frac{h1-h2}{L\,1-2}) \quad \text{.....(VI.05)}$$

A.N: Z_1 =800.4 m

VI.1.3.2 Déversoir :

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

Le profil du seuil déversant est de type CREAGER.

La longueur déversant est b=14m

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir :

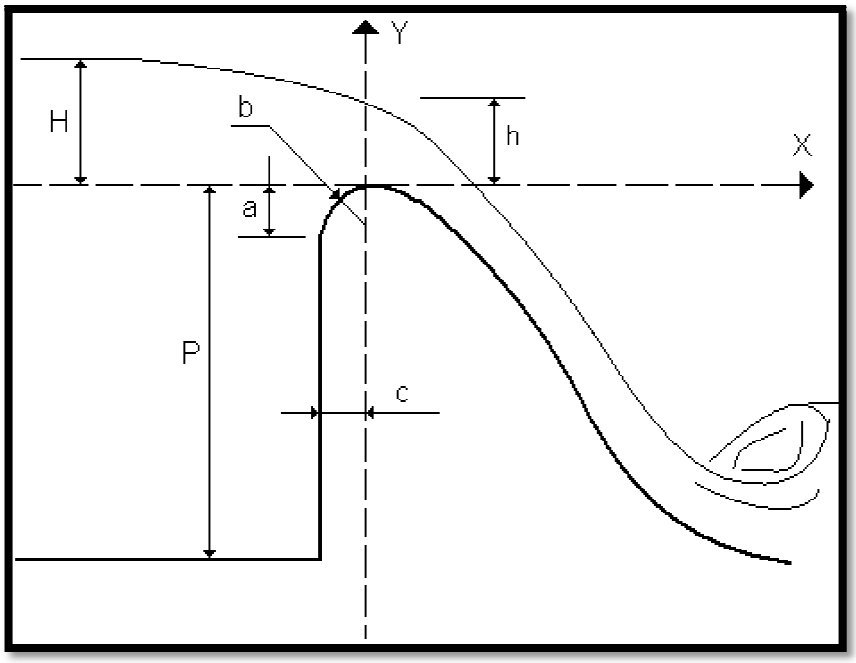


Figure VI.01 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

a= 0.12*2.8=0.24

b=0.4*2.8=0.78

c=0.3*2.8=0.84

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du CREAGER suivante :

$$Y = -\frac{X^{1,85}}{2.H^{0,85}} \quad \text{.....(VI.06)}$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x, y) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 : Les coordonnées du profil de déversoir.

x	Prof Dev	Surf Ext	x	y	y'	Hd
0	0,126	1,0803	0	-0,24696	2,117388	1,96
0,1	0,036	1,0439	0,196	-0,07056	2,046044	1,96
0,2	0,007	1,0036	0,392	-0,01372	1,967056	1,96
0,3	0	0,962	0,588	0	1,88552	1,96
0,4	0,007	0,9126	0,784	-0,01372	1,788696	1,96
0,6	0,063	0,806	1,176	-0,12348	1,57976	1,96
0,8	0,147	0,6643	1,568	-0,28812	1,302028	1,96
1	0,256	0,494	1,96	-0,50176	0,96824	1,96
1,2	0,393	0,2847	2,352	-0,77028	0,558012	1,96
1,4	0,565	0,039	2,744	-1,1074	0,07644	1,96
1,7	0,873	-0,3965	3,332	-1,71108	-0,77714	1,96
2	1,235	-0,9009	3,92	-2,4206	-1,765764	1,96

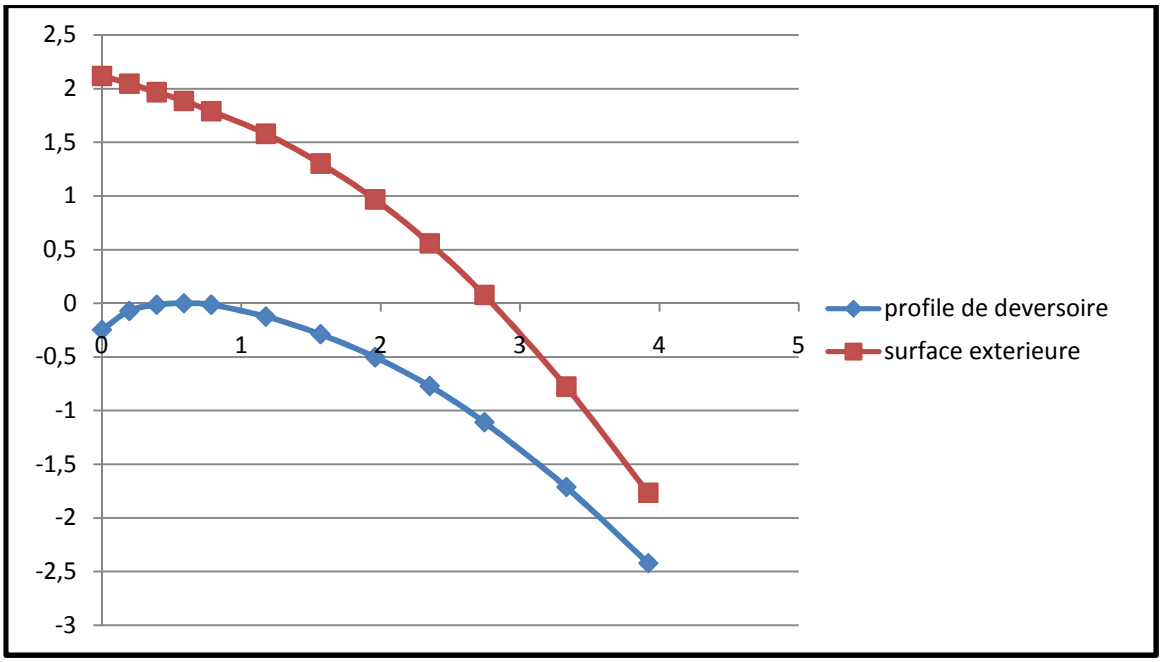


Figure VI.02 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager

VI.1.3.3 Calcul du convergeant

1) Canal convergent :

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Remarque : le chenal découlement n'existe pas pour dés condition topographique.

Le convergent doit être dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée :

$$tg(\propto) < \frac{1}{3F} \quad \text{.....(VI.07)}$$

- **Calcul de la profondeur critique :**

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{.....(VI.08)}$$

Avec:

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m^2/s) ;

Q: débit à évacuer ($Q=88.94 m^3/s$).

b: largeur du canal (b=14m).

g: Accélération de pesanteur ($g=9,81 m^2/s$).

AN : **hc=**1.60m.

- **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad \text{.....(VI.09)}$$

Avec :

S : section du chenal S=b.h_n ;

I : pente du chenal I=0,3% ;

C_n : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} \quad \text{.....(VI.10)}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(b.h_n)^{5/2}.(2.h_n + b)^{-3/2} \quad \text{.....(VI.11)}$$

On aura : $\mathbf{h_n}$=1.64 **m**

- **Control du ressaut hydraulique :**

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi * \sqrt{2.g(E_0 - h_{ct})}} \quad \text{.....(VI.12)}$$

q: débit spécifique ,

b : largeur du déversoir (m)

φ : coefficint de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs .

E_0 : énergie spécifique de l'ecoulement :

$$E_0 = p + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} + d$$

d : marge de sécurite (0.5-1) m.

V_0 : vitesse d'approche .

AN : par approximations successives on a trouve :

$\mathbf{h_1}$ = 0.89 **m**.

Avec : $$F = \frac{V}{\sqrt{g*h_c}} \text{ ……..……(VI.13)}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2}(-1 + \sqrt{1 + 8 * F_r^2}) \text{……(VI.14)}$$

AN: **F = 0.29; h2 = 0.13 m**

Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils normal, donc :

La hauteur h avale = hauteur de pelle

Il faut vérifier la condition (h2 < σ h avale) pour que l'écoulement soit noyé :

σ = (1- 1.05) : on prend σ = 1.05 et on a h_2 = 0.13 m

0.13<0.93 **(la condition est vérifier)**

La longueur du convergent est estimée a 10m pour des conditions topographiques

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \text{ ……(VI.15)}$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont en m.

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

AN :

L_1= 14m et L_2=8m

Donc : $tg(\propto) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.3$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \text{ ……...……(VI.16)}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

$$V = \frac{Q}{l1 * h} \text{……..……(VI.17)}$$

g : l'accélération de la pesanteur $= 9.81\ m/s^2$.

h : Le tirant d'eau en m.

AN :

V=3.87 m/s et F=0.29

D'où : $tg(\propto) = 0.30 < \frac{1}{3F} = 1.14$ ⇒ **La condition est vérifiée.**

- **Calcul de la profondeur à la fin du convergent :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times (\frac{88.94}{4})^2} = 3.69m$$

La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{88.94}{4 * 3.69} = 6.01 \ m/s$$

VI. 1.3.4 Le coursier

Le coursier est un ouvrage intermédiaire de raccordement .il est nécessaire pour conduire le flot déversé à grand vitesse jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage.

A. Largeur du coursier

La largeur du coursier égale a 8m.

B. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la Longueur est 50 m.

C. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Tableau VI.02 : Récapitulatif des données de départ

Débits (m3/s)	Hc (m)	Largeur(m)	Longueur (m)	Pente (%)	Cote de fond (m)
88.94	3.69	8	50	18	791.75

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " **Canal 21** " les résultats sont

présentés comme suit :

Tableau VI.03 : calcul de la ligne d'eau

x (m)	Y (m)	V (m/s)	Froude	Régime
0	1.5	7.412	1.932	Torrentiel
2	1.39	7.950	2.147	Torrentiel
4	1.32	8.423	2.341	Torrentiel
6	1.256	8.850	2.521	Torrentiel
8	1.203	9.241	2.690	Torrentiel
10	1.158	9.605	2.850	Torrentiel
12	1.118	9.945	3.003	Torrentiel
14	1.063	10.265	3.149	Torrentiel
16	1.052	10.568	3.289	Torrentiel
18	1.024	10.855	3.425	Torrentiel
20	0.999	11.129	3.555	Torrentiel
22	0.976	11.390	3.681	Torrentiel
24	0.955	11.390	3.803	Torrentiel
26	0.936	11.641	3.921	Torrentiel
28	0.918	11.880	4.036	Torrentiel
30	0.902	12.111	4.147	Torrentiel
32	0.886	12.332	4.255	Torrentiel
34	0.872	12.545	4.359	Torrentiel
36	0.859	12.750	4.461	Torrentiel
38	0.846	12.948	4.650	Torrentiel
40	0.834	13.138	4.656	Torrentiel
42	0.823	13.323	4.750	Torrentiel
44	0.813	13.501	4.841	Torrentiel
46	0.803	13.673	4.930	Torrentiel
48	0.794	13.839	5.016	Torrentiel
50	0.765	14.000	5.100	Torrentiel

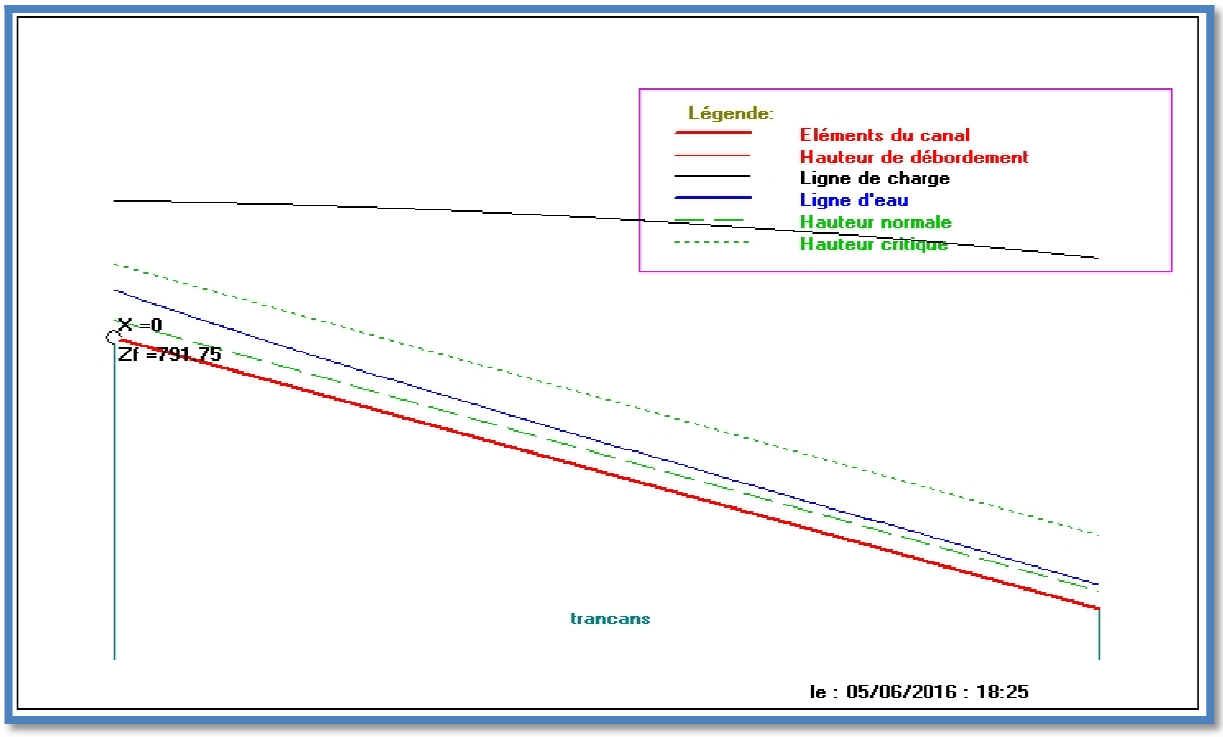


Figure V.03 Caractéristiques de l'ecoulemnt dans le coursier (calculées par Canal 21)

VI.1.3.5 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement 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.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr_1. Le meilleur intervalle du Nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr1.Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

$1.0 \leq Fr \leq 1.7$ 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).
$9 < Fr$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

Fr = 5.10, Froude est compris entre 4.5 et 9 donc nous aurons une formation d'un ressaut stable.

D'après les données, nous avons : **Fr = 5.10** et **y_1 =0.765m** et d'après la formule d'impulsion :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1) = \mathbf{6.72}$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Donc : Y_2= 5.282 m.

- **Longueur du bassin :**

D'après l'abaque : $\frac{L}{Y_2} = 3.8$

Donc **:** L = 17 m.

- **Dimensionnements des blocs de chute :**

- Hauteur du seuil denté :
  $$h_2 = 0{,}2\, y_2 = 0{,}2 * 5.282 = \mathbf{1.0564m}$$
- Epaisseur du seuil denté (a_2) :
  $$a_2 = 0{,}15\, y_2 = 0{,}15 * 5.282 = \mathbf{0.7923\ m}$$
- L'espacement entre deux seuils dentés successifs (e_2) :
  $$e_2 = 0{,}15\, y_2 = 0{,}15 * 5.282 = \mathbf{0.7923m}$$
- Le nombre des seuils dentés $n = \frac{b}{2Y_1} = \frac{4}{2*0.785} = 2.5$ seuils dentés
- Le nombre des seuils dentés : **n=3** seuils dentés

VI. 1.3.6 Hauteurs des murs bajoyers

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + R \qquad \text{(VI.18)}$$

Avec

- ✓ h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).
- ✓ h_e : Lame d'eau sur le déversoir (m), h_e = 1,96 m
- ✓ R : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$R = 0.61 + 0.14\ V^{1/3} \text{…….……(VI.19)}$$

V = 88,94/ (14×1,96) = 3,24 m/s donc : R = 0.81m

$$h_m = 1{,}96+0.81 = 2{,}77\text{m}$$

B. Chenal convergent :

Sur le long du chenal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

C. Le coursier

❖ **Hauteur au début**

$$h_m = h_e + R\text{……...…….. (VI.20)}$$

Avec :

- ✓ h_m : hauteur du mur bajoyer
- ✓ h_e : hauteur d'eau,
- ✓ h_e = 3.69 m
- ✓ R : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0.61+0.14\times V^{1/3} \text{..... (VI.21)}$$

V = 88,94/ (8×3.69) = 3.01 m/s donc : R = 0.81m

$$h_m = 3.01+0.81 = 3.82\text{m}$$

❖ **Hauteur à la fin**

Nous procédons de même manière que précédemment.

h_e =0.948m nous aurons V = 15.63m/s ; R =0.96

La hauteur des murs sera : h_m=3.14 m.

VI.1.3.7 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\mathbf{b/h < (10 \div 12)} \text{ et } \mathbf{Fr^2 < 40} \quad \text{(VI.22)}$$

- ✓ **b :** largeur du coursier.
- ✓ **Fr :** Nombre de Froude.
- ✓ **h :** profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$\mathbf{b/h = 8/3.69 = 2.16} \text{ et } \mathbf{Fr^2 = (5.10)^2 = 26.01}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc il y a un risque d'avoir des vagues roulantes alors il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

VI.2 Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.
Il peut assurer les fonctions suivantes :

- ✓ Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- ✓ Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- ✓ Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- ✓ Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

VI.2.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \quad \text{(VI.23)}$$

Avec :

- ✓ Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- ✓ V : volume utile, Vu = 0.1194 Mm^3
- ✓ T **:** temps de vidange, T = 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.1194*10^6}{864000} + \frac{0.5*10^6}{31.536*10^6} = 0.240\ m^3/s$$

$$Q_{vf} = 0.240\ m^3/s$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S\sqrt{2.g.z} \quad \text{(VI.24)}$$

Avec :

- ✓ Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s)
- ✓ μ : coefficient de débit μ € (0.8 ÷ 0.85), nous prenons μ=0.80.
- ✓ S : section de la conduite (m^3)
- ✓ Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m).Z = 2.16 m

Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu\sqrt{2gz}} = \frac{\pi D^3}{4} \quad \text{(VI.25)}$$

Nous trouvons : S= 0.046 m²

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} \quad \text{(VI.26)}$$

D = 0.242 m Nous prenons : D =242 mm

VI.2.3 Calcul du diamètre normalisé de la conduite

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\zeta_s+\sum \zeta_l}} \quad \text{(VI.27)}$$

Avec :

- ✓ $\Sigma\ \xi_s$ **:** somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \zeta_s = \zeta_{ent}+\zeta_{va}+\zeta_{sor}+\zeta_{gril} \quad \text{(VI.28)}$$

Tableau V.04 : Coefficients de pertes de charge singulières

ζ_{ent}	0.5
ζ_{va}	0.1
ζ_{sor}	1
ζ_{gril}	0.25

Donc : $\Sigma\ \xi_s = 1.85$

- ✓ $\Sigma\ \xi_L$ **:** Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \zeta_l = \frac{\lambda L}{D} \quad \text{(VI.29)}$$

Avec :

- ✓ L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 69.30 m
- ✓ d : diamètre de la conduite de vidange, d = 240 mm
- ✓ λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87\, n^2}{d^{1/3}} \quad \text{(VI.30)}$$

Avec :

- ✓ n **:** rugosité de la conduite en acier, n=0.014 $m^{-1/3}.s$

λ =0.027 d'où $\Sigma\xi_L$ = 6.47

Ce qui nous donne :

μ = 0.327

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

D = 379 mm

Nous adoptons le diamètre normalisé :

D_{vf} = 400 mm

VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$Vs=Q_{vf} / S_{vf} \text{ ……...…… (VI.31)}$$

D'où: Vs = 2.12 m/s

VI.3 Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.30, Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Avril:

V_{max} =0.092 Mm3

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = 0.106 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2.g.H} \text{ ……(VI.32)}$$

Avec :

- ✓ μ : coefficient de débit, μ=0.3
- ✓ S : section de la conduite en m2

- H : charge d'eau minimale, H=4.66 m

Nous trouvons :

$$S=0.037 m^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D= 217 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$D = 220 \text{ mm}$$

VI.3.3 Calcul du diamètre normalisé

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.33)}$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \zeta = 1.15.\frac{\lambda L}{D} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.34)}$$

Avec :

- λ = 0.028

$$\sum \xi = 8{,}19$$

Donc :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VI.35)}$$

$$S=0.0337 m^2$$

Nous trouvons :

$$D = 0{,}207 \text{ mm}$$

Nous prenons le diamètre normalisé :

$$D = 250 \text{mm}$$

VI.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V=Q/S \text{ …..…..……. (VI.36)}$$

$$V = 3, 15 \text{ m/s}$$

Conclusion

La conduite de vidange de fond sera utilisée pour la vidange et la dérivation des eaux des crues pendant la construction de l'ouvrage. Elle aura un diamètre de 400 mm.

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 250 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

INTRODUCTION :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.
Afin d'atteindre ces objectifs, 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 ;
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.
On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1 Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.1.5 Les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- Les compacteurs à pneus ;
- Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- La décapeuse automotrice (Motors scraper) ;
- La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VII.2 PLANIFICATION :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.2.1 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

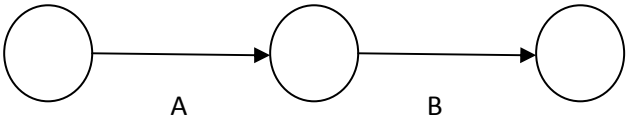
VII.2.1.1 Méthodes basées sur le réseau :

Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

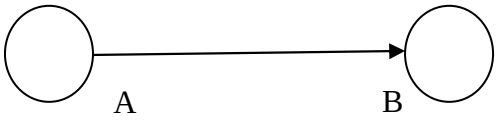
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

♦ **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

♦ **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- **Construction des graphes partiels ;**
- **Regroupement des graphes partiels ;**
- **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**
- **Construction du réseau ;**

Méthode C.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.2.1.2 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.2.2 les paramètres de la méthode C.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.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C):**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

VII.2.3 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

On appliquons la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec:

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.3 DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;

- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.4 SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.1) : symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier, assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Approvisionnement du filtre	G	2
Mise en place d'un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Evacuations de l'évacuateur de crus	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de FAID LABBA commune de BIR DHEB est estimé à 12 mois.

CONCLUSION GENERALE

À travers ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution de la retenue collinaire, située sur Oued Larhbane dans la wilaya de Tebessa, destinée pour l'irrigation de périmètres agricoles de près de quatre-vingt mille hectares.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue homogène de 10.41m de haut correspondants à un volume du réservoir de l'ordre 0,197 Mm^3. Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué selon la méthode Fellenius qui repose sur le principe des tranches.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'une largeur déversante égale à 14 m et une lame déversante de 1.96 mètre.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques.

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Référence bibliographique

B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie ENSH -Blida -Mars 2004.

B. TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires .ENSH Blida .Avril 2004

Bernardo, A. R. & Santos L. (2004) Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

MOHAMED HASSANE : Les ouvrages annexes de barrage. (Extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).ENSH .Blida 2006

M.K.MIHOUBI : Cours d'ouvrages –ENSH-2014.

Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites

Technique des barrages en aménagement rural – Edition Eyrolles Paris 1997

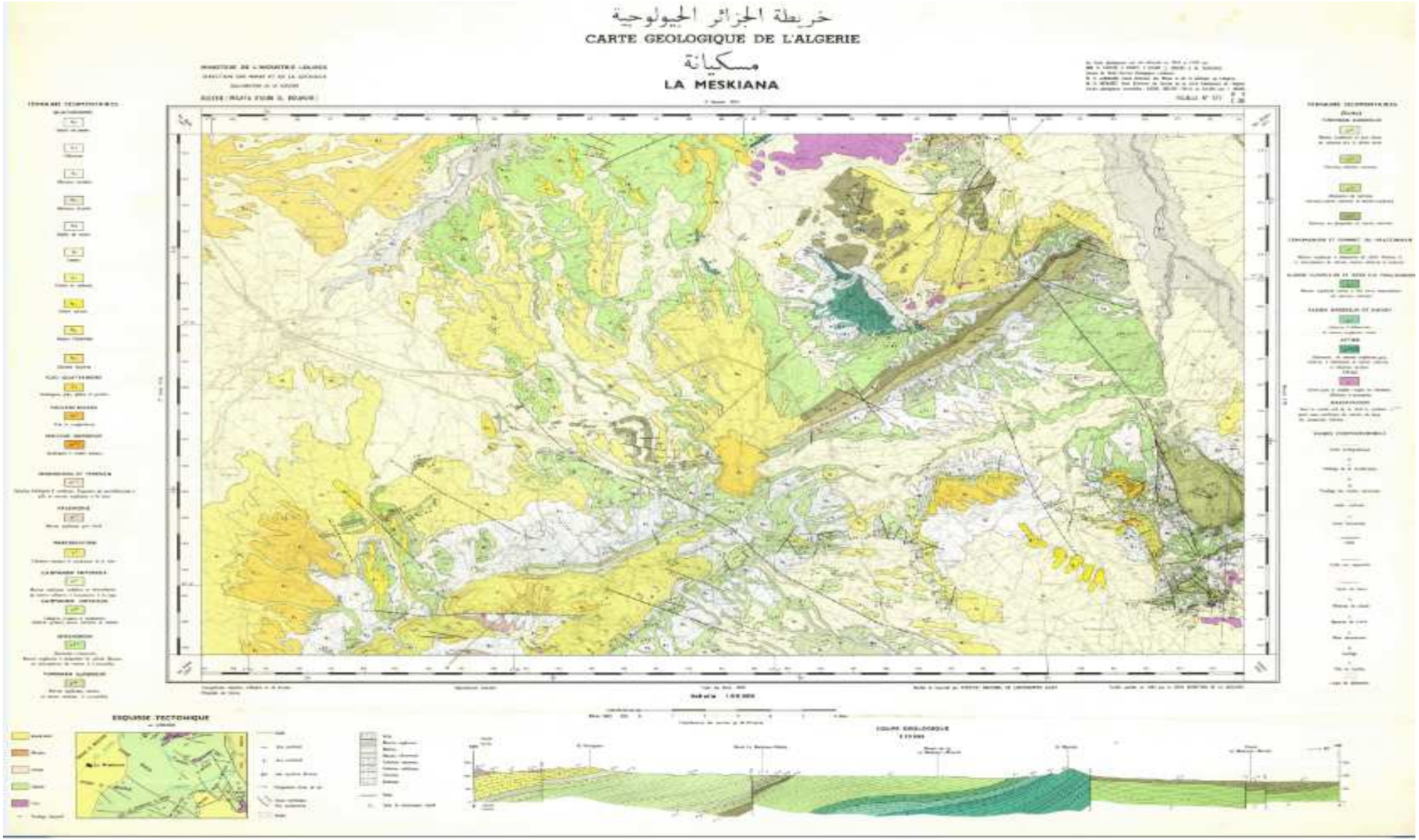
ANNEXE

خريطة الجزائر الجيولوجية

CARTE GEOLOGIQUE DE L'ALGERIE

مسكيانة

LA MESKIANA



ANNEXE I

Station Pluviométrique : **MORSOT** : **120318**

X : 979.7
Y : 276.677
Z : 730

1974	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Annuel
PJ max	56	18,4	12,2	1,8	32,4	43,4	11,8	16,1	20	0	2,2	7,1	56
Totaux	60,1	27,9	15,3	4,3	41,9	98	31,9	28,3	35,3	0	3,1	21	367,1
1975													
PJ max	15,3	5,1	28,2	1,6	14,7	6,2	13	9,5	16,8	29,5	17,6	14,7	29,5
Totaux	18,7	5,1	42,3	5	27,2	31,5	47,1	18,5	48	73,5	35,7	31,4	384
1976													
PJ max	18,9	7	45	11,1	3,2	2,3	37,4	24	26,5	29,5	0	5,3	45
Totaux	43,9	30,3	96,3	11,1	7,2	2,6	43,6	59	66,7	29,5	0	9,3	399,5
1977													
PJ max	10,41	0,4	25,7	11	2,1	16,6	27	5,9	15,3	8,7	0	1,8	25,7
Totaux	20,7	0,8	61,2	11,2	4,3	31,3	54,4	17,5	25,3	16,1	0	6,4	249,2
1978													
PJ max	3,7	17,5	2,3	2,5	0,9	11	15,5	30,7	21,8	22,4	0,1	7,9	30,7
Totaux	4,4	31,7	7	4,6	3,7	42,8	30,8	75,9	35,6	33,7	0,1	18,6	288,9
1979													
PJ max	14,4	8,5	5,9	0,9	12,3	8,4	22,8	8,3	10,3	8,5	0	9,2	22,8
Totaux	64,2	16,2	15,8	1,4	28,1	16,9	45,7	19,4	31,3	9,4	0	22,58	271
1980													
PJ max	6,01	7,8	7,8	23,7	0	3,3	12,3	0	8	13,6	11	0,3	23,7
Totaux	16,05	16,05	16,05	70,4	0	4,8	24,1	0	15,6	18,3	11	0,3	192,5
1981													
PJ max	9,5	23,3	2,5	8,3	4,5	11,9	7,3	25,8	16	0,8	11	11	25,8
Totaux	40,2	30,1	4,9	14,1	18,2	28	9	58,3	56,3	1,4	26,1	26,1	312,7
1982													
PJ max	8	8	8	8	1,1	1	2,5	0,5	14,4	30,3	7,4	8	30,3
Totaux	9,9	9,9	9,9	9,9	1,5	1,5	3,9	0,7	22,7	31,4	7,4	9,9	118,6
1983													
PJ max	1,7	9,3	23,2	10	10,1	28,6	7,5	1,3	0,1	0,2	0	0,9	28,6
Totaux	2,1	35,7	27,3	19,3	28,1	73,7	9,7	1,5	0,1	0,3	0	2,3	200,1
1984													
PJ max	2,9	0,6	0,8	6	1,5	0,8	2,7	1,7	11,3	25,1	0	0	25,1
Totaux	3,8	2,4	1,6	16,9	3,2	2,5	7,1	4,2	13	28,5	0	0	83,2
1985													
PJ max	5,1	0	0,1	0,4	9,9	1,8	5,2	2,4	3,7	3,6	11,2	6,5	11,2
Totaux	6,8	0	0,1	0,5	16,3	2,1	12,6	2,4	12,9	5,3	11,3	9,5	79,8
1986													
PJ max	3,1	17,5	11,5	5,7	5,1	2,7	13,9	7,7	23,6	0,2	21,5	0,2	23,6
Totaux	3,5	23,6	18,2	15,3	13,2	13,1	26,3	18,4	45,8	0,3	36	0,3	214
1987													
PJ max	1,3	1,2	7,5	5,4	9,4	8,6	16,5	17,2	15,2	19,5	0	0,1	19,5
Totaux	2,1	1,6	15,3	6,2	19,1	9,4	20	56,3	41,1	42,9	0	0,1	214,1

	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1988													
PJ max	8,3	22,2	9,8	11,5	2,9	19,1	2,8	7,5	2,9	11,7	16,4	19,8	22,2
Totaux	13,4	25,8	32,3	39	6,6	22,7	7,7	14,2	3,6	56,4	36	27,8	285,5
1989													
PJ max	10,5	6,8	12,8	4,8	43,4	0	5	12,5	30,6	6,6	4,2	40,7	43,4
Totaux	20,2	11	15,3	8,4	126,2	0	12,1	24	71,3	16,3	12	82,2	399
1990													
PJ max	33,7	6,7	16,2	24,7	13,2	12,3	23,3	6,4	3,5	1,4	14,1	14,1	33,7
Totaux	42,2	17,3	86,8	67,1	21,7	25,1	66,3	17,1	9,4	1,9	35,5	35,5	425,89
1991													
PJ max	5,6	21,4	24,9	2,7	10,6	17,6	12,9	9,9	69,3	6,3	4,3	9,8	69,3
Totaux	12,3	60,8	25,3	9,5	33,6	43,5	20	34,3	90,1	12	9,6	12,3	363,3
1992													
PJ max	15,3	13,5	58,5	23,8	0,2	4,7	9,9	0,4	9,8	0,3	0,3	13,3	58,5
Totaux	25,9	28	72	66,4	0,2	15	26,2	0,6	26,7	0,5	0,5	31,3	293,3
1993													
PJ max	2,8	9,8	0,6	20,4	9,8	8,2	12,5	11,8	15,1	9,8	0,2	9,8	20,4
Totaux	3,6	9,8	1,5	45,6	14	8,8	12,7	19,8	23,9	14	0,2	14	167,9
1994													
PJ max	27,5	5,3	0,2	0,4	22,6	0	0	1,8	0	16,2	0	13,6	27,5
Totaux	51,1	14,5	0,2	0,5	37,3	0	0	3,7	0	54,1	0	23,5	184,9
1995													
PJ max	45,5	22	2,1	13,4	18,4	18,6	18,9	11,6	10,5	4,7	2,8	0,8	45,5
Totaux	130,5	29,6	3	17,6	35,1	80,2	41,8	18,1	14,7	6,7	3,9	0,8	382
1996													
PJ max	0,7	0,9	0,4	0,3	5,9	6,6	4	26,4	18,7	14,6	5,1	5,3	26,4
Totaux	2,1	1,4	0,6	1	11,6	10,3	9,8	34,5	18,7	14,9	7,8	13	125,7
1997													
PJ max	11,1	11,7	11,4	14	15,8	16,3	49,2	20,6	0,9	1,3	0	3,4	49,2
Totaux	36,5	31,9	29,9	26,5	18,7	19,1	63,3	40,1	2,5	2,4	0	5,6	276,5
1998													
PJ max	14,6	9,7	28,3	10,4	33	9,3	13,2	6,7	7,1	18,2	3,4	0,7	33
Totaux	31,2	19,7	53,3	14,5	96	11,5	19,7	6,9	11,4	36,4	3,8	2,5	306,9
1999													
PJ max	6	34,8	45,3	14,6	2,8	1,9	2,8	6,9	16,3	40,6	17,5	15,2	45,3
Totaux	20,2	63,6	73,7	25,4	6,6	3,5	7,1	15,1	70,5	78,1	17,5	16,2	397,5
2000													
PJ max	32	20,1	11,5	3,5	10,1	13,8	11,6	5,6	20,6	0,2	2,2	0,4	32
Totaux	55,8	34,6	17,6	6,7	23,7	37,1	13,4	10,5	31,9	0,2	2,2	0,4	234,1
2001													
PJ max	19,5	2,9	21,7	1,9	7,5	5,2	1,4	7,2	10,2	19	10,2	44,5	44,5
Totaux	41,9	2,9	40,1	2,4	14,8	5,5	2,3	9,4	22	27,3	22,8	81,4	272,8
2002													
PJ max	15,6	25,1	31	16,4	25,6	11,1	15,6	17,7	12,2	0,8	15,6	0,9	25,6
Totaux	31	34,5	82,5	24,9	39,3	26,9	31	47,2	21	1,8	31	0,9	372
2003													
PJ max	12,9	33,5	2,9	62,2	5,6	1,4	9,6	5,9	7,3	32,4	10,1	10,7	62,2
Totaux	25,1	58,7	4	103,8	15,8	2,3	21,3	7,6	30,1	39,8	10,1	22,9	341,5
2004													
PJ max	8,7	7,9	25,3	22,7	8,8	12,8	9,4	24,9	0,8	4,7	1,4	18,5	25,3

	sept	oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Totaux	8,7	7,9	25,3	22,7	8,8	12,8	9,4	24,9	0,8	4,7	1,4	18,5	25,3
2005													
PJ max	10,5	10,3	5,3	14	21,5	6,1	0,3	26,7	22,4	8,4	0,3	3,9	26,7
Totaux	17,3	18,7	6,5	16	47,4	10,5	0,8	34,1	30,6	9,3	0,3	6,2	197,7
2006													
PJ max	15,4	34,1	1,4	15,3	3,9	5,5	27,4	11,9	7,5	1,6	6,3	18,8	34,1
Totaux	23,7	34,1	2,2	35,5	3,9	13	52,2	35,6	19,6	4,2	6,3	34,3	264,6
2007													
PJ max	4,7	1,3	0,3	19,1	1,1	1,5	9,2	21,2	8	4,4	0,2	4,9	21,2
Totaux	8,5	4	0,4	31,2	1,5	1,6	24	22,9	31,7	4,4	0,2	7,6	138
2008													
PJ max	16,2	3,3	3	7,5	16,4	0,4	3,9	15,2	9,7	0,2	0,8	0,7	16,4
Totaux	27,2	3,7	3,9	12,9	46,6	0,7	8,5	43	18	0,2	1,8	3	169,5
2009													
PJ max	19,6	10,8	0,1	1,9	9,8	2,4	1,7	21,7	7,2	1,1	3,8	6,7	21,7
Totaux	29,8	11,3	0,2	2,3	10,8	3	3,9	37,5	13,6	2	4,7	6,7	125,8
2010													
PJ max	17,6	1,8	3,7	0,7	4,7	12,4	22,5	22,2	38,2	16,7	20,3	12,6	38,2
Totaux	35,9	3	9,5	1,1	9,7	34,3	24,3	45,8	60,1	36,1	21,8	14,9	296,5
211													
PJ max	4,4	37,5	1,4	1,9	10,8	30,1	22,6	5,8	9	21,1	0,4	2,8	37,5
Totaux	4,6	48,7	2,2	3,9	35,2	53,5	55,7	20,9	10,3	40,4	0,4	3,1	278,9

ANNEXE II

Stabilité des talus
Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 17.19m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	1,719	0,38	0	0,41	-0,5	0,866	2,632	-1,316	2,28	1,985	5,756	0,22	0,502	17,8	4,686
-4	1,719	1,64	0	1,2	-0,4	0,917	9,256	-3,702	8,483	1,876	5,439	0,22	1,866	17,13	15,855
-3	1,719	2,69	0	1,5	-0,3	0,954	13,451	-4,035	12,831	1,802	5,226	0,22	2,823	16,64	22,382
-2	1,719	3,52	0	1,9	-0,2	0,98	17,369	-3,474	17,018	1,754	5,088	0,22	3,744	15,43	26,801
-1	1,719	4,15	0	2,1	-0,1	0,995	19,96	-1,996	19,86	1,728	5,01	0,22	4,369	15	29,94
0	1,719	4,55	0	2,36	0	1	22,097	0	22,097	1,719	4,985	0,22	4,861	14,61	32,284
1	1,719	4,72	0	2,4	0,1	0,995	22,744	2,274	22,63	1,728	5,01	0,22	4,979	14,42	32,797
2	1,719	4,62	0	2,47	0,2	0,98	22,709	4,542	22,25	1,754	5,088	0,22	4,895	14,13	32,088
3	1,719	4,24	0	1,6	0,3	0,954	18,377	5,513	17,53	1,802	5,226	0,22	3,857	14,35	26,371
4	1,719	3,5	0	1,1	0,4	0,917	14,354	5,741	13,155	1,876	5,439	0,22	2,894	14,29	20,511
5	1,719	2,31	0	0,7	0,5	0,866	9,377	4,689	8,121	1,985	5,756	0,22	1,787	14,56	13,653
6	1,719	2,01	0	0	0,6	0,8	5,908	3,545	4,727	2,149	6,231	0,22	1,04	15,28	9,028
7	1,719	1,73	0	0	0,7	0,714	5,085	3,56	3,632	2,407	6,981	0,22	0,799	15,84	8,055
8	1,719	1,32	0	0	0,8	0,6	3,88	3,104	2,328	2,865	8,309	0,22	0,512	16,47	6,391
9	1,719	1,08	0	0	0,9	0,436	3,175	2,857	1,384	3,944	11,437	0,22	0,304	16,95	5,381
somme								21,302			90,981		39,232		286,223

Kss	2,11
Kas	1,75

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 20.48m)

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,048	0,51	-0,2	0,98	1,661	-0,332	1,627	2,09	6,062	0,29	0,472	15,43	2,562
-1	2,048	1,2	-0,1	0,995	3,908	-0,391	3,888	2,058	5,969	0,29	1,128	15	5,861
0	2,048	1,46	0	1	4,754	0	4,754	2,048	5,939	0,29	1,379	14,61	6,946
1	2,048	2,8	0,1	0,995	9,118	0,912	9,072	2,058	5,969	0,29	2,631	14,42	13,148
2	2,048	3,83	0,2	0,98	12,472	2,494	12,22	2,09	6,062	0,29	3,544	14,13	17,623
3	2,048	4,98	0,3	0,954	16,216	4,865	15,47	2,147	6,226	0,29	4,486	14,35	23,271
4	2,048	4,6	0,4	0,917	14,979	5,992	13,729	2,235	6,48	0,29	3,981	14,29	21,405
5	2,048	3,2	0,5	0,866	10,42	5,21	9,024	2,365	6,858	0,29	2,617	14,56	15,172
6	2,048	2,56	0,6	0,8	8,336	5,002	6,669	2,56	7,424	0,29	1,934	15,28	12,738
7	2,048	0,6	0,7	0,714	1,954	1,368	1,395	2,868	8,317	0,29	0,405	15,84	3,095
somme						25,12			65,306		22,577		121,821

Kss	1.99
Kas	1,37

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 15.98m)

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	1,598	0,652	-0,5	0,866	1,661	-0,83	1,438	2,365	6,858	0,22	0,316	26,28	4,364
-4	1,598	1,631	-0,4	0,917	3,908	-1,563	3,581	2,235	6,48	0,22	0,788	25,59	10
-3	1,598	1,956	-0,3	0,954	4,754	-1,426	4,535	2,147	6,226	0,22	0,998	25,12	11,943
-2	1,598	2,874	-0,2	0,98	9,118	-1,824	8,933	2,09	6,062	0,22	1,965	24,66	22,484
-1	1,598	3,978	-0,1	0,995	12,472	-1,247	12,409	2,058	5,969	0,22	2,73	24,38	30,406
0	1,598	6,532	0	1	17,519	0	17,519	2,048	5,939	0,22	3,854	24,23	42,449
1	1,598	5,896	0,1	0,995	16,151	1,615	16,07	2,058	5,969	0,22	3,535	24,22	39,119
2	1,598	5,321	0,2	0,98	14,849	2,97	14,549	2,09	6,062	0,22	3,201	24,37	36,187
3	1,598	4,653	0,3	0,954	8,336	2,501	7,952	2,147	6,226	0,22	1,749	24,65	20,549
4	1,598	3,85	0,4	0,917	12,537	5,015	11,49	2,235	6,48	0,22	2,528	25,07	31,43
5	1,598	3,126	0,5	0,866	10,15	5,079	8,798	2,365	6,858	0,22	1,936	24,96	25,358
6	1,598	2,657	0,6	0,8	8,629	5,177	6,903	2,56	7,424	0,22	1,519	24,2	20,882
7	1,598	1,958	0,7	0,714	6,349	4,444	4,534	2,868	8,317	0,22	0,998	25,2	16,001
somme						19,911			84,87		26,117		311,172

Kss	2,92
Kas	2,13

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=20.48 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2,048	1,03	0	0	-0,417	0,91	3,84	-1,6	3,49	2,39	1,2	0,22	0,77	0	0	0	26,665	12,3
-4	2,048	2,113	0	0	-0,333	0,94	7,86	-2,62	7,41	2,31	1,15	0,22	1,63	0	0	0	26,317	24,83
-3	2,048	3,193	0	0	-0,25	0,97	11,88	-2,97	11,5	2,25	1,12	0,22	2,53	0	0	0	25,589	36,48
-2	2,048	4,273	0	0	-0,167	0,99	15,9	-2,65	15,68	2,21	1,1	0,22	3,45	0	0	0	24,973	47,65
-1	2,048	4,6	0	0	-0,083	1	17,12	-1,43	17,06	2,18	1,09	0,22	3,75	0	0	0	24,515	50,35
0	2,048	5,02	0	0	0	1	18,68	0	18,68	2,18	1,09	0,22	4,11	0	0	0	24,23	54,31
1	2,048	5,353	0	0	0,0833	1	19,92	1,66	19,85	2,18	1,09	0,22	4,37	0	0	0	24,132	57,68
2	2,048	6,119	0	0	0,1667	0,99	22,77	3,79	22,45	2,21	1,1	0,22	4,94	0	0	0	24,227	66,19
3	2,048	7,96	0	0	0,25	0,97	29,62	7,4	28,68	2,25	1,12	0,22	6,31	0	0	0	24,517	87,14
4	2,048	8,12	0	0	0,3333	0,94	30,21	10,07	28,49	2,31	1,15	0,22	6,27	0	0	0	24,994	90,62
5	2,048	5,6	0	0	0,4167	0,91	20,84	8,68	18,94	2,39	1,2	0,22	4,17	0	0	0	25,645	64,12
6	2,048	4,65	0	0	0,5	0,87	17,3	8,65	14,98	2,51	1,26	0,22	3,3	0	0	0	25,751	53,47
7	2,048	4,12	0	0	0,5833	0,81	15,33	8,94	12,45	2,68	1,34	0,22	2,74	0	0	0	25,946	47,73
8	2,048	3,895	0	0	0,6667	0,75	14,49	9,66	10,8	2,92	1,46	0,22	2,38	0	0	0	26,123	45,43
9	2,048	2,183	0	0	0,75	0,66	8,12	6,09	5,37	3,29	1,64	0,22	1,18	0	0	0	26,34	25,67
somme								53,67			18,11		51,9					763,97

Kss	2.77
Kas	2.16

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=17.19 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	1,719	1,03	0	0	-0,167	0,99	3,62	-0,6	3,57	2,08	1,04	0,22	0,78	0	0	0	21,286	7,7
-1	1,719	2,113	0	0	-0,083	1	7,4	-0,62	7,37	2,06	1,03	0,22	1,62	0	0	0	20,662	15,29
0	1,719	3,193	0	0	0	1	11,18	0	11,18	2,05	1,02	0,22	2,46	0	0	0	19,553	21,86
1	1,719	4,273	0	0	0,0833	1	14,96	1,25	14,91	2,06	1,03	0,22	3,28	0	0	0	17,245	25,81
2	1,719	4,6	0	0	0,1667	0,99	16,11	2,68	15,88	2,08	1,04	0,22	3,49	0	0	0	17,012	27,41
3	1,719	5,02	0	0	0,25	0,97	17,58	4,4	17,02	2,12	1,06	0,22	3,74	0	0	0	19,254	33,85
4	1,719	5,353	0	0	0,3333	0,94	18,75	6,25	17,67	2,17	1,09	0,22	3,89	0	0	0	21,001	39,37
5	1,179	6,119	0	0	0,4167	0,91	21,43	8,93	19,48	2,25	1,13	0,22	4,29	0	0	0	21,595	46,28
6	1,719	7,96	0	0	0,5	0,87	27,88	13,94	24,14	2,36	1,18	0,22	5,31	0	0	0	21,245	59,22
7	1,719	8,12	0	1,31	0,08	0,6	11,35	9,08	6,81	4,31	5,61	0,22	5,08	1,13	5,66	0	21,264	60,47
somme								45,31			15,23		33,94					337,26

Kss	2.01
Kas	1.57

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale talus aval (R=15.99m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	1.599	1,03	0.73	0	-0,333	0,94	3,55	-1,18	3,34	2,13	1,06	0,22	0,74	0.730	2.223	0,645	21,286	7,55
-4	1.599	2,113	1.48	0	-0,25	0,97	7,26	-1,81	7,02	2,07	1,04	0,22	1,55	1.480	4.388	1,272	20,662	14,99
-3	1.599	3,193	1.92	0	-0,167	0,99	10,96	-1,83	10,81	2,04	1,02	0,22	2,38	1.920	5.605	1,625	19,553	21,44
-2	1.599	4,273	2.064	0	-0,083	1	14,67	-1,22	14,62	2,02	1,01	0,22	3,22	2.064	5.995	1,739	17,245	25,3
-1	1.599	4,6	1.92	0	0	1	15,79	0	15,79	2,01	1	0,22	3,47	1.920	5.605	1,625	17,012	26,87
0	1.599	5,02	1.48	0	0,0833	1	17,24	1,44	17,18	2,02	1,01	0,22	3,78	1.480	4.388	1,272	19,254	33,19
1	1.599	5,353	0	0	0,1667	0,99	18,38	3,06	18,12	2,04	1,02	0,22	3,99	0.730	2.223	0,645	21,001	38,6
2	1.599	5,986	0	0	0,25	0,97	20,55	5,14	19,9	2,07	1,04	0,22	4,38	0	0	0	21,595	44,39
3	1.599	6,136	0	0	0,3333	0,94	21,07	7,02	19,86	2,13	1,06	0,22	4,37	0	0	0	21,245	44,76
4	1.599	5,123	0	0	0,4167	0,91	17,59	7,33	15,99	2,21	1,1	0,22	3,52	0	0	0	21,264	37,4
5	1.599	2,564	0	0	0,5	0,87	8,8	4,4	7,62	2,32	1,16	0,22	1,68	0	0	0	21,264	18,72
6	1.599	1,263	0	1.98	0,5833	0,81	4,34	2,53	3,52	2,47	1,24	0,22	0,77	1.980	8.053	2,335	21,264	9,22
7	1.599	0,546	0	2.085	0,6667	0,75	1,87	1,25	1,4	2,69	1,35	0,22	0,31	2.085	10.095	2,928	21,264	3,99
somme								26,13			14,11		34,16			14,086		326,42

Kss	0,33
Kas	1,66

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=20.08 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,008	0,451	2,33	0	-0,4	0,917	1,708	-0,683	1,565	2,374	2,849	0,22	0,344	19,9	3,393
-3	2,008	1,024	2,56	0	-0,3	0,954	3,877	-1,163	3,699	2,281	2,737	0,22	0,814	19,5	7,704
-2	2,008	2,658	2,29	0	-0,2	0,98	10,064	-2,013	9,86	2,221	2,665	0,22	2,169	19.260	19,997
-1	2,008	2,987	3,00	0	-0,1	0,995	14,541	-1,454	14,468	2,187	2,624	0,22	3,183	17,3	28,893
0	2,008	4,659	3,74	0	0	1	20,153	0	20,153	2,176	2,611	0,22	4,434	16,9	40,045
1	2,008	5,265	4,10	0	0,1	0,995	21,73	2,173	21,621	2,187	2,624	0,22	4,757	16,6	43,177
2	2,008	6,132	3,65	0	0,2	0,98	25,084	5,017	24,577	2,221	2,665	0,22	5,407	16,3	49,842
3	2,008	5,123	3,02	0	0,3	0,954	21,551	6,465	20,558	2,281	2,737	0,22	4,523	16 ,240	42,822
4	2,008	4,215	2,96	0	0,4	0,917	15,959	6,384	14,627	2,374	2,849	0,22	3,218	17,8	31,711
5	2,008	1,17	2,34	0	0,5	0,866	4,43	2,215	3,836	2,513	3,015	0,22	0,844	17,9	8,802
6	2,008	1,23	0	0	0,6	0,8	4,657	2,794	3,726	2,72	3,264	0,22	0,82	18	9,254
7	2,008	2,33	0	0	0,7	0,714	8,822	6,175	6,3	3,047	3,656	0,22	1,386	18,1	17,529
8	2,008	1,963	0	0	0,8	0,6	7,432	5,946	4,459	3,627	4,352	0,22	0,981	18,9	14,768
somme								31,856			38,648		32,88		417,937

Kss	1.98
Kas	1,45

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=21.76 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,176	0,451	0	1,39	-0,2	0,98	3,975	-0,795	3,895	2,206	2,647	0,22	0,857	21,9	8,694
-2	2,176	1,024	0,22	2,22	-0,1	0,995	10,258	-1,026	10,207	2,172	2,606	0,22	2,245	21,6	22,114
-1	2,176	2,658	0,31	2,50	0	1	18,122	0	18,122	2,161	2,593	0,22	3,987	21,1	38,299
0	2,176	2,987	0,45	2,98	0,1	0,995	20,821	2,082	20,717	2,172	2,606	0,22	4,558	20,8	43,369
1	2,176	4,659	0,5	3,25	0,2	0,98	29,345	5,869	28,752	2,206	2,647	0,22	6,325	20,7	60,605
2	2,176	5,265	0,3	2,10	0,3	0,954	32,827	9,848	31,315	2,265	2,718	0,22	6,889	20,6	67,667
3	2,176	6,132	0	1,60	0,4	0,917	36,259	14,504	33,232	2,358	2,829	0,22	7,311	20,7	75,1
4	2,176	5,123	0	0	0,5	0,866	31,476	15,738	27,259	2,495	2,994	0,22	5,997	20,9	65,937
5	2,176	4,215	0	0	0,6	0,8	26,17	15,702	20,936	2,701	3,242	0,22	4,606	21,3	55,779
6	2,176	1,17	0	0	0,7	0,714	5,259	3,682	3,756	3,026	3,631	0,22	0,826	21,7	11,406
7	2,176	1,23	0	0	0,8	0,6	4,625	3,7	2,775	3,602	4,322	0,22	0,61	21,7	10,03
8	2,176	2,33	0	0	0	1	8,761	0	8,761	2,161	2,593	0,22	1,927	21,7	19
somme								69,304			35,428		46,138		478

Kss	1,73
Kas	1,39

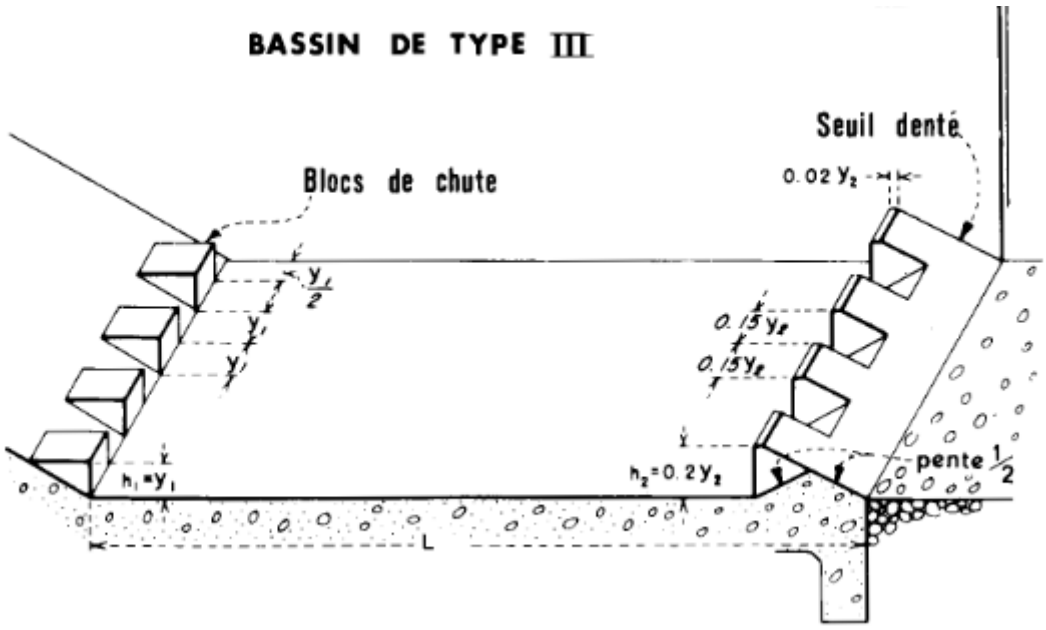
Stabilité pour le cas du Vidange Rapide talus amont (R=24.68 m)

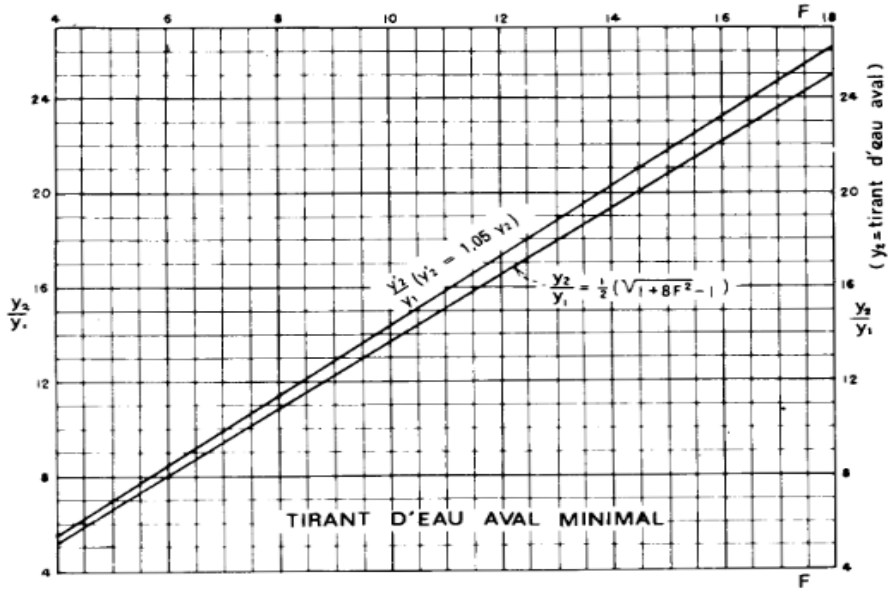
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2,468	0,451	1,58	0	-0,2	0,98	1,937	-0,387	1,898	2,519	3,023	0,22	0,417	19,9	3,848
-1	2,468	1,024	2,85	0	-0,1	0,995	4,397	-0,44	4,375	2,48	2,977	0,22	0,963	19,9	8,738
0	2,468	2,658	3,83	0	0	1	11,414	0	11,414	2,468	2,962	0,22	2,511	19,9	22,68
1	2,468	2,987	4,52	0	0,1	0,995	12,827	1,283	12,763	2,48	2,977	0,22	2,808	19,9	25,488
2	2,468	4,659	4,89	0	0,2	0,98	20,007	4,001	19,603	2,519	3,023	0,22	4,313	19,9	39,754
3	2,468	5,265	4,95	0	0,3	0,954	22,61	6,783	21,568	2,587	3,105	0,22	4,745	19,9	44,925
4	2,468	6,132	4,84	0	0,4	0,917	26,333	10,533	24,134	2,693	3,231	0,22	5,31	19,9	52,323
5	2,468	5,123	2,10	0	0,5	0,866	22	11	19,052	2,85	3,42	0,22	4,192	19,9	43,714
6	2,468	4,215	0	0	0,6	0,8	18,101	10,86	14,48	3,085	3,702	0,22	3,186	19,9	35,966
7	2,468	1,17	0	0	0,7	0,714	5,024	3,517	3,588	3,456	4,147	0,22	0,789	19,9	9,983
6	2,468	1,23	0	0	0,6	0,8	5,282	3,169	4,226	3,085	3,702	0,22	0,93	19,9	10,495
7	2,468	2,33	0	0	0,7	0,714	10,006	7,004	7,146	3,456	4,147	0,22	1,572	19,9	19,881
somme								57,323			40,416		31,736		317,795

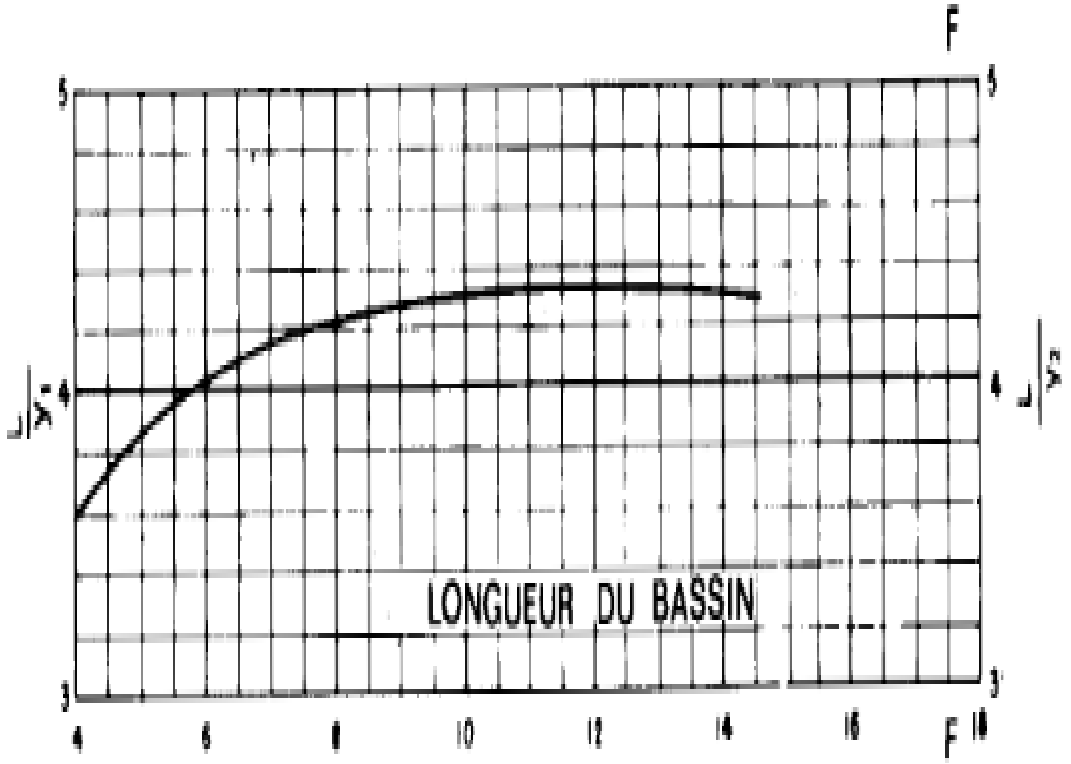
Kss	1,60
Kas	1,36

ANNEXE III

Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur a 4.5 et une vitesse de l'eau a l'entrée du bassin supérieur à 15m/s






F
5
4
3
5'
4'
3'
4
6
8
10
12
14
16
18
F
LONGUEUR DU BASSIN

ANNEXE IV

RESEAU A NŒUD

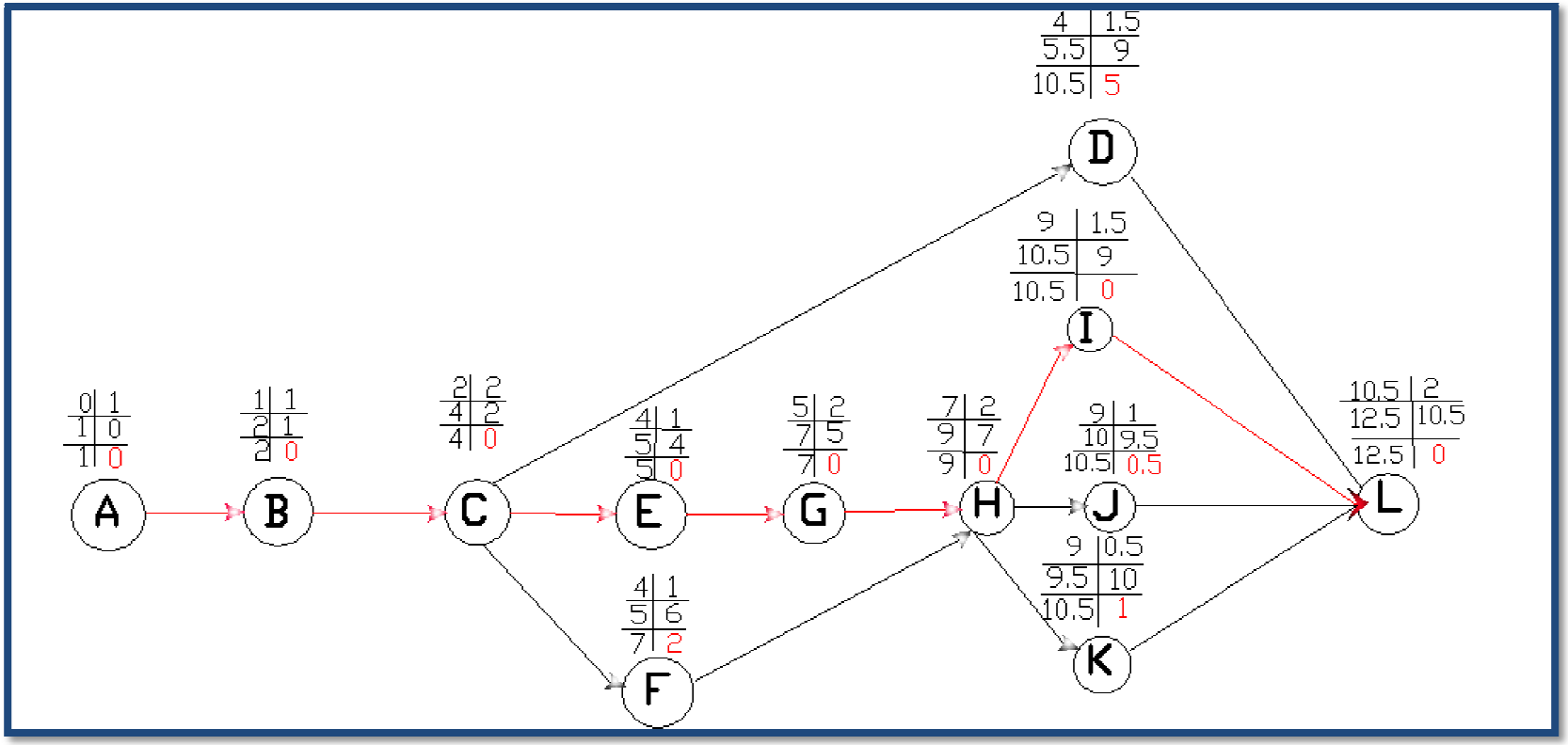
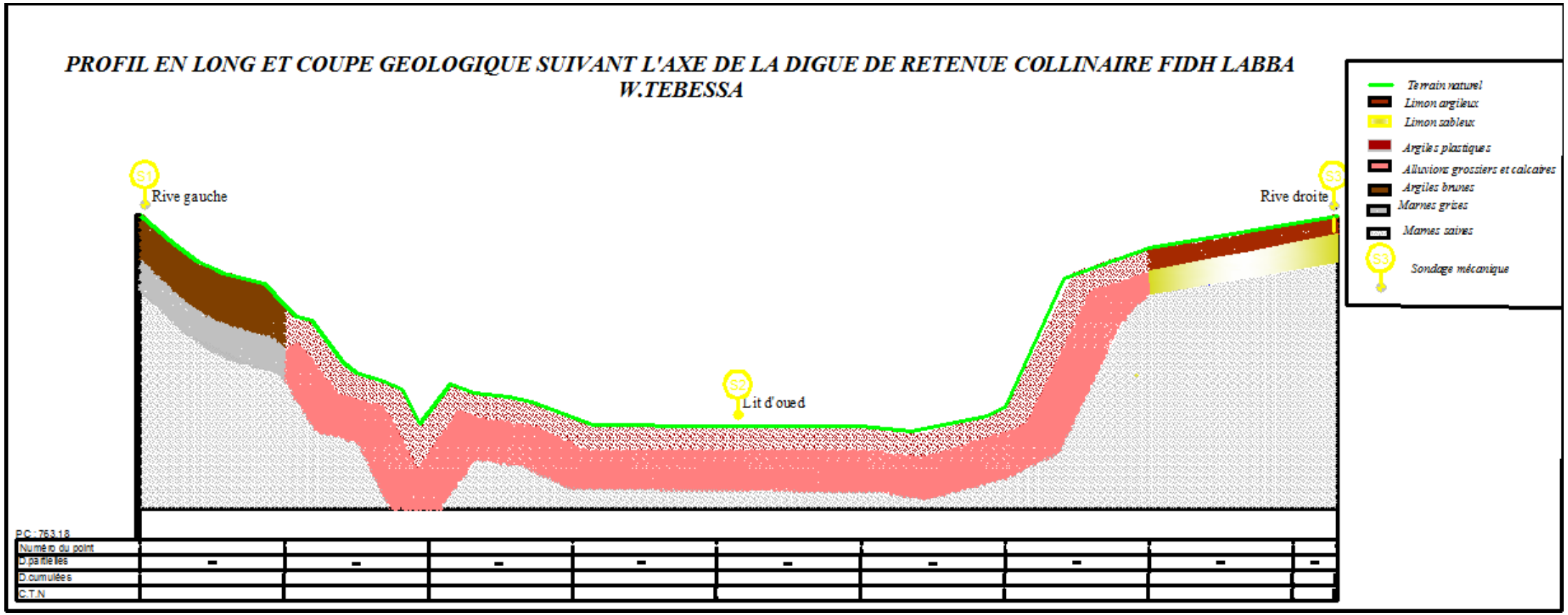


DIAGRAMME DE GANT

0P	TR	La durée (mois)												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	1													
B	1													
C	2													
D	1.5													
E	1													
F	1													
G	2													
H	2													
I	1.5													
J	1													
K	1/2													
L	2													

ANNEXE V


PROFIL EN LONG ET COUPE GEOLOGIQUE SUIVANT L'AXE DE LA DIGUE DE RETENUE COLLINAIRE FIDH LABBA W.TEBESSA
S1
Rive gauche
S2
Lit d'oued
S3
Rive droite
Terrain naturel
Limon argileux
Limon sableux
Argiles plastiques
Alluvions grossiers et calcaires
Argiles brunes
Marnes grises
Marnes saines
Sondage mécanique
PC : 763.18
Numéro du point
D.partielles
D.cumulées
C.T.N