

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE «ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
L'OUED AOIJLAL (W.KHENCHELA)**

Présenté par :

M^{elle}: MEHDAOUI MEBARKA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r M. K.MIHOUBI	M.C.A	Président
M ^r A. HABBOUCHE	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N. HADJ SADOK	M.C.A	Examineur
M ^r M. D BENSALAH	M.A.A	Examineur
M ^r M. BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M ^r M. BACHIR CHERIF	M.C.B	Promoteur

septembre-2013

ملخص

تسجل دراستنا هذه في إطار الحفاظ على الموارد المائية و تحقيق الاكتفاء من مياه السقي, ولذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة مفصلة لسد صغير الحجم على مستوى واد اوجلال بولاية خنشلة وهذا لتغطية العجز الموجود. بعد دراسة معمقة وشاملة لمختلف الجوانب (الجيولوجية, الهيدرولوجية, الطبوغرافية) قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي وتحققنا من ثباته, وحددنا المراحل المختلفة لإنجازه.

Résumé :

Notre étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux et pour satisfaire les besoins agricoles. Nous avons mené dans ce mémoire une étude détaillée d'une retenue collinaire dans la wilaya de KHENCHELA et principalement sur l'Oued AOIJLAL afin de couvrir le manque des eaux d'irrigation.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adaptée, implanté la digue et vérifié sa stabilité, et nous déterminons les différentes étapes de réalisation.

Abstract

Our study makes part of the national strategy concerning the preservation of water resources and cover water needs in terms of irrigation. Accordingly, the present dissertation consists in studying the construction of a small dam at the level of wadi AOIJLAL in KHENCHELA in order to overcome the current water shortage.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adequate alternative, then we have established the dam, checked its stability and precised the different steps of its realization.

REMERCIEMENTS

Dans le cadre du présent travail, nombreux sont ceux qui m'ont apporté contribution scientifique, logistique et morale. A plus d'un titre, je suis redevable à toutes ces personnes qui m'ont poussé jusqu'à ce que mon travail aboutisse. Que chacune d'elle trouve, donc la plus belle expression de ma reconnaissance et ma considération.

C'est pourquoi, je tiens en premier lieu à remercier distinctement mon promoteur Monsieur BACHIR CHERIF, de m'avoir accordé sa confiance pour mener à terme le projet, pour l'encadrement et son implication dans la rédaction de mon mémoire.

Je remercie Messieurs le Président et les Membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je remercie Monsieur Mohamed HASSANE, Maître de conférences à l'ENSH, qui m'a fait profiter de son savoir et de son expérience inégalables.

Je voudrais, aussi, remercier tous les étudiants gradués qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Ce travail est dédié à mes parents. Mon père et ma mère, qui m'ont toujours motivé et m'ont aidé pour faire mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas, fait d'études. Ce travail représente, donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigué, tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés, les premiers, par cette modeste dédicace.

Je dédie, également, ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour faire mes études.

A mon défunt grand père maternel et mes défuntes grandes mères, que Dieu tout puissant les accueillent dans son vaste paradis. A mon grand paternel Saïd que Dieu le bénisse.

A mon cher frère djalloul et kadi et mes chères soeurs hanane , khadija ,semia, saliha, et hadjr .

A toute ma famille, sans exception.

A tous mes amis, sans exception, surtout : Alya, zinbe, wassila, souad, ghania, khawla Rawa, daouia, mebarka et esma

.

Sommaire

Introduction.....	01
-------------------	----

Chapitre I: Présentation du Site

I.1 Situation du Projet.....	02
I.2 Choix du site.....	04

Chapitre II: Etude Géologique et Géotechnique

II.1 Introduction.....	06
II.2 Etude géologique.....	06
II.2.1 Géologie régional.....	06
II.2.2 Litho stratigraphie.....	06
II.2.3 Géologie de Site.....	07
II.3 Aspect Géotechnique.....	07
II.3.1 Emprise de la digue.....	07
II.3.2 Zones d'emprunts.....	08
II.4 Fondation de la digue.....	08
II.4.1 Evacuateur de crue.....	09
II.4.2 Etanchéité de la cuvette.....	09
II.5 Matériaux pour filtres et drains.....	09
II.5.1 Matériaux rocheux.. .	09
II.6 Géologie- Géotechnique - levé des réserves émises par l'ONID dans le cadre de la mission de contrôle.....	12

Chapitre III: Hydrologique

III.1.Introduction	17
III.1. Le bassin versant	17
III.1.1Caractéristique géographique du bassin versant	17
III.1.2 Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux	17
III.1.2.1Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	18
III.1.2.2 Les caractéristiques géométriques	20
III.1.3 Hypsométrie du bassin versant.....	23
III.1.3.1 Relief	23
III.1.4 Indices	25
III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	27
III.1.5.1 Réseau hydrographique.....	27
III.1.6 Précipitations maximales journalières	30
III.2 Choix de la loi d'ajustement.....	31
III.2.1 Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle	31
III.2.2 Choix de la loi d'ajustement	33
III.3 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	43
III.4 Etude des apports	46
III.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0).....	46
III.5 Caractéristiques de l'écoulement.....	48
III.5.1 Les Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	49
III.5.2 Irrégularité des apports	53
III.5.2.1 Estimation fréquentielle des apports.....	53
III.5.2.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% ...	53
III.5.2.3 Hydrogramme de crue.....	54

III.5.3 Choix de la crue de projet.....	57
III.6.4 Choix de la crue de chantier.....	59
III.6 Apports solides et estimation du volume mort.....	60
III.6.1 Apport solide en suspension.....	60
III.6.2 Calcul du volume mort	60
III.6.3 Régularisation des débits	61
III.6.4 Courbes caractéristiques de la retenue	61
III.6.5 Répartition des besoins	62
III.6.6 Calcul du volume utile	63
III.7 Laminage des crues	66

Chapitre IV: Etude Des Variantes

Introduction.....	73
IV.1 Choix du site du barrage.....	73
IV.1.1 Situation et choix de l'axe d'implantation.....	73
IV.2 Choix du type du barrage.....	74
IV.2.1 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour la réalisation du barrage	75
IV.2.1.1 Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage.....	75
IV.2.1.2 Matériaux de construction pour la réalisation du barrage.....	75
IV.3 Variantes à choisir.....	76
IV.3.1 Types des barrages en remblai à envisager	76
IV.3.1.1 Barrage homogène.....	76
IV.3.1.2 Barrage zone à noyau en argiles.....	76
IV.3.1.3 Barrage en enrochement à masque en béton.....	77
IV.4 Définition de profil général du barrage.....	77
IV.4.1 Hauteur de barrage.....	77
IV.4.1.1 Calcul de la revanche.....	77
IV.4.2 Largeur en crête	78
IV.4.3 longueur en crête.....	79
IV.4.4 Pentes des talus.....	79
IV.4.5 Bermes.....	80
IV.5 Barrage en terre homogène.....	80
IV.5.1 Pentes des talus.....	80
IV.5.2 Protection des talus.....	80
IV.5.2.1 le talus aval.....	80
IV.5.2.2 le talus amont	80
IV.5.3 Drainage de la digue.....	82
IV.5.3.1 But du drainage.....	82
IV.5.3.1.1 Calcul des drains.....	82
IV.6 Barrage zoné a noyau d'argile.....	84
IV.6.1 le talus aval.....	84
IV.6.2 le talus amont.....	84
IV.6.3 Etanchéité du barrage.....	84
IV.6.3.1 Noyau.....	84
IV.7 Barrage en enrochement a masque en béton.....	87
IV.8 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	87
IV.9 Etude comparative.....	88
IV.9.1 Calcul des volumes.....	88

Chapitre V: Etude détaillée de la variante choisie

V.1 Conception de la Digue.....	90
---------------------------------	----

V.1.1 Revanche du barrage	90
V.1.2 Hauteur du barrage	90
V.1.3 Largeur en crête	90
V.1.4 Classification de l'ouvrage	90
V.1.5 Bermes	91
V.1.6 Pentes des talus	91
V.1.7 Protection des talus.....	92
V.1.8 Drainage de la digue.....	93
V.1.8.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains	93
V.1.8.1.1 Filtres.....	93
V.1.8.1.2 Drains.....	94
V.1.8.1.3 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	94
V.2 Etanchéité du barrage.....	100
V.2.1 Clé d'ancrage.....	100
V.2.2 Protection de la crête.....	100
V.2.3 Protection contre l'envasement.....	100
V.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation.....	101
V.3.1 Ligne de saturation.....	102
V.3.2 Calcul d'infiltration.....	103
V.3.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue.....	103
V.3.2.2 Fondation.....	104
V.3.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	105
V.3.3.1 dispositif d'étanchéité	105
V.3.3.2 fondation du barrage.....	105
V.4 Calcul de stabilité.....	106
V.4.1 Conséquences de l'instabilité des talus.....	107
V.4.2 Méthode de calcul.....	107
V.4.2.1 Calcul manuelle.....	107
V.4.2.1.1 Principe de la méthode.....	108
V.4.2.1.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	110
V.4.2.1.3 Classement des forces.....	111
V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement...	112

Chapitre VI: Ouvrages Annexes

Introduction.....	115
VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues.....	115
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	115
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	116
VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe).....	116
VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.....	116
VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal.....	116
VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon.....	117
VI.1.3 Choix du tracé de l'axe.....	117
VI.1.4 Type d'évacuateur de crue.....	118
VI.1.5 Etude de la variante retenue.....	119
VI.1.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue.....	119
VI.1.5.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue.....	119
VI.2.6 Dissipateur d'énergie	128
VI.2.7 Canal de restitution	130
VI.3. Conception de l'évacuateur de crues.	131
VI.3.1. Hauteur des murs bajoyers	131
VI.3.2. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	131
VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	132

VI.4.1 Calcul du débit de vidange	132
VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre	132
VI.5 Dimensionnement de la prise d'eau	134

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Introduction.....	136
VII.1 Organisation technique de préparation.....	136
VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	136
VII.2.1 Le maître de l'ouvrage	137
VII.2.2 Le maître d'œuvre	137
VII.2.3 L'entrepreneur	137
VII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	137
VII.3.1 Installations destinées au personnel	137
VII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux	137
VII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins	138
VII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	138
VII.4 Ordre d'exécution des travaux	138
VII.5 Travaux de réalisation.....	138
VII.5.1 Travaux de terrassements	138
VII.5.2 Travaux d'excavations	138
VII.5.3 Travaux secondaires	139
VII.6 Les moyens de chantier	139
VII.7 Programme des travaux	141
VII.8 Planification.....	142
VII.8.1 Définition	
VII.8.2 Techniques de la planification.....	142
VII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau.....	143
VII.8.2.1.1 Définition du réseau	143
VII.8.2.1.2 Construction du réseau	143
VII.8.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	143
VII.8.2.2.1 les paramètres de la méthode C.P.M.....	144
VII.8.2.2.2 Chemin critique (C.C)	145
VII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération.....	145
VII.8.3 Plannings.....	145
VII.8.3.1 plan de travail au plus tôt.....	145
VII.8.3.2 Plan de travail au plus tard.....	145
VII.9 Délai de construction et programme des travaux.....	146
VII.10 Symboles des différentes opérations.....	146
VII.11 Détermination du chemin critique	148
Conclusion.....	149

Liste des tableaux

Chapitre II: Géologie et Géotechnique

Tableau II-01 : Caractéristiques des échantillons prélevés au droit de l'axe de la digue.....	10
Tableau II-02 : La granulométrie.....	10
Tableau II-03 : Caractéristiques des échantillons prélevés au droit de la zone d'emprunte...	11
Tableau II-04 : La granulométrie.....	11
Tableau II-05 : Les caractéristiques des échantillons au niveau des puits.....	12

Chapitre III: Hydrologique

Tableau III.01 : Répartition mensuelle de l'insolation.....	18
Tableau III.02 : Répartition mensuelle de la température.....	18
Tableau III.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	19
Tableau III.04 : Répartition mensuelle de la pluie.....	20
Tableau III.05 : la répartition partielle des surfaces en fonction d'altitude.....	24
Tableau III-04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	26
Tableau III-06 : Pluies maximales journalières prise de la station 61804.....	30
Tableau III-07 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	34
Tableau III-08 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon	36
Tableau III-09 : Résultat de l'ajustement à la loi log normale.....	37
Tableau III-10 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Log normale et de l'échantillon.....	39
Tableau III-11 : Résultat de l'ajustement à la loi normale.....	40
Tableau III-12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gauss et de l'échantillon	42
Tableau III-13: Intensité pour les différentes fréquences.....	44
Tableau III-14: récapitulatif des résultats.....	47
Tableau III-15 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	49
Tableau III-16 : Débit de pointe d'après Mallet- Gauthier.....	50
Tableau III-17 : Valeurs de γ en fonction de bassin versant.....	51
Tableau III-18: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	51
Tableau III-19: Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.....	52
Tableau III-20: Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	52
Tableau III-21: Les Apports fréquentiels.....	53
Tableau III-22: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	53
Tableau III-23: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	54
Tableau III-24: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	55
Tableau III-25: Crue de projet recommandée.....	57
Tableau III-25 : Choix de la crue de projet.....	58
Tableau III-26 : Courbe topographiques et volumétriques.	62
Tableau III-27 : Répartition mensuelle des besoins.....	63
Tableau III-28 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	64
Tableau III-29 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm ³).....	64
Tableau III-30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³ P).....	65
Tableau III-31: Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm ³).....	65
Tableau III-32 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.	69

Tableau III-33: 1 ère étape de calcul.	69
Tableau III-34 : 2ème étape de calcul.....	70
Tableau III-35 : 3 ème étape de calcul.	70
Tableau III-36 : volume forcé et lame déversant.....	72

Chapitre IV: Etude Des Variantes

Tableau IV-01 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche.....	78
Tableau IV-02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	79
Tableau IV-03 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	79
Tableau IV-04 : Valeur de C.....	81
Tableau IV-05 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	81
Tableau IV-06 : valeur de c en fonction du poids spécifique.....	84
Tableau IV-07 : Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.....	85
Tableau IV -08 : Coûts des variantes étudiant.....	89

Chapitre V: Etude détaillée de la variante choisie

Tableau IV-01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	91
Tableau IV-02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	91
Tableau IV-03: Valeur de C.....	92
Tableau IV-04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues...	93
Tableau IV-05 : Coordonnées de la ligne de saturation.....	103
Tableau IV-06 : Débit de fuite à travers la digue.....	104
Tableau IV-07 : Débit de fuite de la Fondation	104
Tableau IV-08 : Débit de fuite de barrage.....	104
Tableau IV-09 : Gradient hydraulique admissible.....	105
Tableau IV-10 : Gradient d'infiltration admissible.....	106
Tableau IV-11 : Détermination du coefficient de sécurité.....	106
Tableau IV-12 : Détermination des rayons max et min.....	108
Tableau IV-13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	109
Tableau IV-15 : Caractéristiques géotechniques des sols	113
Tableau IV-16 : Valeurs des Coefficients de sécurité	114

Chapitre VI: Ouvrages Annexes

Tableau VI-01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.....	118
Tableau VI-02 : coordonnées de profil de Creager.....	122
Tableau VI-03 :Données de calcul.....	125
Tableau VI-04 :Lignes d'eau avec un pas de 50m.....	126
Tableau VI-05 : Données de calcul.....	127
Tableau VI-06 : Lignes d'eau avec un pas de 50m.....	127

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Tableau VII-01: Symboles des opérations	146
Tableau VII-02 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue de Aoujlla	147

Liste des figures

Chapitre I: Présentation du Site

Figure I-01 :L'emplacement de la retenue collinaire de l'oued Aoujlal.....	03
Figure I-02 : Site de la retenue collinaire.....	03
Figure I-03 : Zone de la cuvette de la future retenue collinaire.....	04

Chapitre II: Etude Géologique et Géotechnique

Figure II-01 : Digramme de classification de CASAGRANDE.....	14
Figure II-02 : Levé géologique de surface et délimitation de la zone d'emprunte.....	15
Figure II-03 : Coupe géologique a travers l'axe de la digue.....	16

Chapitre III: Hydrologique

Figure III-01 : Répartition mensuelle de l'insolation.....	18
Figure III-02 : Répartition mensuelle de température.....	19
Figure III-03 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	20
Figure III-04 : Rectangle équivalent.....	23
Figure III-05: courbe hypsométrique.....	25
Figure III-06 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	28
Figure III.07 : Représentation graphique de l'échantillon.....	32
Figure III.08 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	35
Figure III.09 : Représentation graphique de la loi de Log normal	37
Figure III-10 : Représentation graphique de la loi de Gauss (Normale).....	41
Figure III-11 : Représentation graphique de la comparaisons.	42
Figure III.12 :La courbe des pluies de courte durée.....	45
Figure III-13 : La courbe des intensités.....	45
Figure III-14 :Hydrogrammes des crues.....	56
Figure III-15 : Courbe de $H=(Q, q)$	71
Figure III-16 : courbe de $V=f(Q, q)$	71

Chapitre IV: Etude Des Variantes

Figure IV-01 : Site de la retenue collinaire.....	74
---	----

Chapitre V: Etude détaillée de la variante choisie

Figure V-01 : Schémas qui illustre le principe de la méthode des tranches.....	108
--	-----

Chapitre VI: Ouvrages Annexes

Figure IV-01: Les paramètres du profil d'un déversoir.....	121
Figure VI-02 : Schéma du profil du seuil déversant (Greager).....	122
Figure VI-03 : Graphique de l'eau.....	126
Figure VI-04 : Graphique de l'eau.....	128

Chapitre VII: Organisation De Chantier

Figure VII-01: Réseau à nœuds.....	147
------------------------------------	-----

Liste des planches

Planche N°01 : Implantation des axes

Planche N°02 : Plan d'aménagement

Planche N°03 : Profil en long de l'évacuateur de crue

Planche N°04 : Calcul de la stabilité de la retenue Aoujlal (W.khenchela)

Planche N°05 : Profil en long de la prise d'eau et de vidange

Planche N°06 : Profil en long de la digue

Introduction

Nul ne doute que l'eau est source de vie et élément vital pour l'existence même de toutes les espèces (humaine, végétale et animale).

En effet, l'eau est à la croisée du travail de la terre et la production agricole, à la base de toutes les activités économiques consommatrices d'eau. Elle a été la base de l'implantation des grandes civilisations.

Les aménagistes avertis, saisissent la donnée de l'eau comme base fondamentale dans toutes les études prospectives visant tout déploiement ou développement des établissements humains.

La nécessité de mobiliser le maximum de quantités d'eaux pour satisfaire la population et l'agriculture, a poussé les pouvoirs publics à engager des études d'ingénierie dans le cadre de la réalisation de retenue colinéaire.

Etant donné le coût relativement élevé, et des considérations de sécurité, avant d'entamer l'APD de ces ouvrages, il est nécessaire d'évaluer leur faisabilité. Dans ce cadre, il sera nécessaire d'engranger un maximum de données technique, à savoir :

- Les données géotechniques du site à étudier.
- Les données hydrologiques et hydrogéologiques.
- Procéder à un levé topographique du site.

Dans le présent document, nous allons procéder à l'étude de faisabilité de la retenue colinéaire d'AOUJLAL wilaya de KHENCHELA.

I.1 SITUATION DU PROJET

Le site de la retenue est situé sur un affluent de l'Oued Ouajlal qui se trouve à une dizaine de kilomètres Sud- Est de la ville de Babar, 4 Km au sud de la route de Tébessa et 6 Km à l'Est de la route de Chachar.

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'Etat Major BABAR Feuille NI – 32 – XX – 7 OUEST à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT VOIROL suivants :

$$X = 909.157 \text{ Km}$$

$$Y = 212.527 \text{ Km}$$

$$Z = 1244 \text{ m}$$

La zone de la retenue collinaire Ouajlal commune BABAR présente un relief peu accidenté, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une bonne cuvette, la pente du relief est sensiblement faible, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est plus ou moins fermée.

Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/500^{ème} et de la cuvette à l'échelle 1/1000^{ème}.

La zone d'étude est installée dans les limites septentrionales de l'Atlas Saharien. Elle fait partie de la chaîne des monts des Aurès. Cette chaîne a pris naissance sur l'emplacement d'un long sillon subsidient, entre les hautes plaines constantinoises et la plateforme saharienne.

Le site est caractérisé par des formations néritiques et dépôts du quaternaires recouvrant partiellement un faciès marno-calcaire de l'Eocène inférieur.

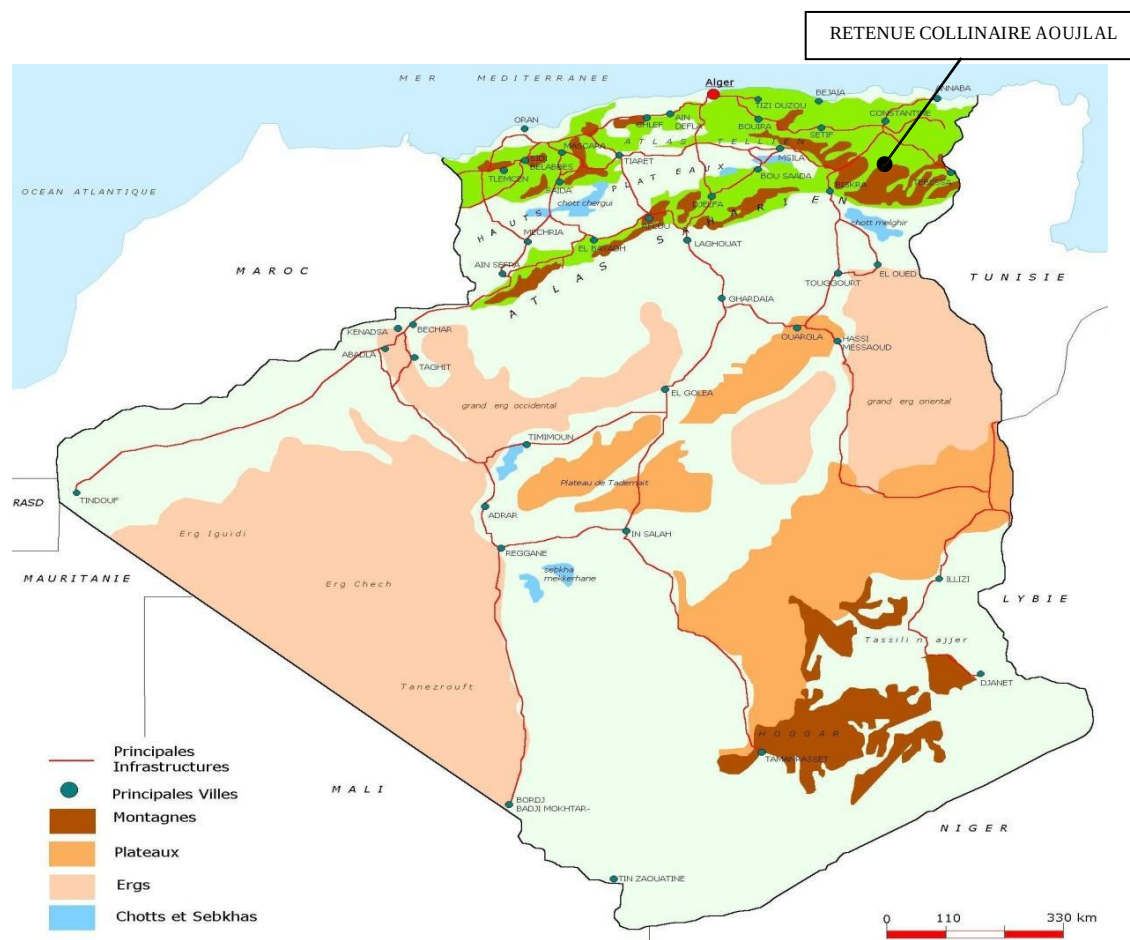


Figure I-01 : L'emplacement de la retenue collinaire de l'oued Aoujal



Figure I-02 : Site de la retenue collinaire



Figure I-03 : Zone de la cuvette de la future retenue collinaire

I.2 CHOIX DU SITE

L'objectif de mon mémoire de fin d'études et 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 technique et économique. A savoir toutes 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.
- L'imperméabilité du soubassement géologique est une affaire capitale car c'est de cela que dépendra l'étanchéité du barrage et les conditions de circulation des eaux en profondeur (étanchéité du site).

- Les conditions des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre sains pour le corps de la retenue).
- Les bonne conditions l'écoulement des eaux 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 nécessaire à la réalisation du projet.

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

- Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année).
- Le cout 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.

Toutes ces conditions déterminent le cout du m^3 d'eau produit par l'ouvrage. Ce paramètre est déterminé dans le jugement portant faisabilité ou non de l'ouvrage.

II.1 INTRODUCTION

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction, la cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que: faible compressibilité, perméabilité et degré d'altération.

Grande résistance à l'écrasement.

II .2 ETUDE GEOLOGIQUE

L'étude de la future retenue collinaire sur Oued Ouajlal dans la commune de BABAR Wilaya de KHENCHELA, objet de la reconnaissance de terrain et examen des conditions géologiques, hydrologiques, topographiques et diagnostiques sommaires d'une part et d'autre part la spécificité de la région à caractère agricole qui dont les besoins en eau augmentent de plus en plus à la demande sensible de la population pour le développement du secteur agricole .

II.2.1 GEOLOGIE REGIONAL

La zone d'étude est installée dans les limites septentrionales de l'Atlas Saharien. Elle fait partie de la chaîne des monts des Aurès. Cette chaîne a pris naissance sur l'emplacement d'un long sillon subsidient, entre les hautes plaines constantinoises et la plateforme saharienne.

II.2.2 LITHO STRATIGRAPHIE

Le Quaternaire est formé par le sol des chotts dans les zones d'inondation post-pluviale et est constitué par une pellicule cristalline gypseuse. A petite profondeur, on passe à un enrichissement en argile et en sable gypseux blanc lié par une argile blanche ou rouge très gypsifère.

Les dunes d'origine éolienne occupent de notables surfaces de la dépression des chotts.

Les alluvions actuelles et récentes remplissent le fond des vallées et les basses terrasses. Ce sont des cailloutis grossiers à matrice argilo-sableuse grise ou blanche non gypsifère.

Les alluvions anciennes constituent les hautes terrasses par des dépôts argilo-sableux bruns-rouges avec cailloutis.

Les formations continentales d'âge tertiaire sont recouvertes par une carapace ou dalle calcaire atteignant 5 à 10 m d'épaisseur (calcaire rubané, calcaire à concrétions calcaire gréseux...)

Les formations tertiaires sont constituées par des calcaires lacustres blancs à silex du Mio-Pliocène, les calcaires à ammonites du Turonien, les argiles grises gypseuses du Cénomani, les grès quartzeux du Barrémien, les calcaires à huîtres et les séries gréseuses infra-crétacées.

II.2.3 GEOLOGIE DE SITE

Le site est caractérisé par des formations néritiques et dépôts du quaternaire recouvrant partiellement un faciès marno-calcaire de l'Eocène inférieur.

II.3 ASPECT GEOTECHNIQUE

II.3.1 EMPRISE DE LA DIGUE

Les puits réalisés dans la zone de l'axe de la digue, ont permis de prélever des échantillons intacts et remaniés. Les échantillons intacts ont été soumis aux essais d'identification physiques. Les échantillons remaniés ont permis d'effectuer les analyses granulométriques et les essais Proctor. Les résultats des essais, récapitulés dans le tableau ci-joint, font ressortir les observations suivantes :

Sous une couche de terre limono-graveleuse, nous avons identifié des calcaires marneux qui affleurent sur les rives et qui sont recouverts au niveau de l'oued par des alluvions grossiers serrés par une matrice d'argile et décalcification fortement carbonatée.

Les essais de laboratoire effectués sur cette matrice montrent qu'elle est peu plastique (Symbole A_p selon la classification de Casagrande), de consistance ferme à mi-dure à

($I_c \approx 1$), moyennement cohérente, ($C_u \approx 0,2 \text{ kg/cm}^2$ avec $\Phi > 24^\circ$). Elles sont sur-consolidées (la pression de pré-consolidation est supérieure à la pression exercée par le poids des terres sus-jacentes). Ces argiles sont peu compressibles ($0.12 \leq C_t \leq 0.17$) et moyennement gonflantes ($0,03 \leq C_g \leq 0.04$). La perméabilité, mesurée à deux états de compacité, est de l'ordre de 10^{-6} cm/s caractérisant des sols semi-perméables.

Les marnes frettées entre les bancs calcaires sont peu compressibles ($C_t \leq 0.14$), surconsolidées, avec une sensible tendance au gonflement ($C_g \approx 0.06$). Le coefficient de perméabilité mesuré sous des chargements de 2,5 et 5 bars, est de l'ordre de 10^{-8} cm.s⁻¹, caractérisant un sol peu perméable.

Les calcaires formant le substratum et affleurant sur les rives, présente des fissures et fractures colmatées par la calcite et les argiles de décalcification, réduisant ainsi les risques de fuites.

La stratification des couches est orientée selon la direction SO-NE avec un pendage de l'ordre de 15° à 20°. Cette configuration est défavorable aux écoulements et fuites de contournement à travers les plans de stratification.

II.3.2 ZONES D'EMPRUNTS

Des investigations ont été menées au niveau de la cuvette pour la recherche de matériaux argileux pouvant être utilisés dans les remblais de la digue. Les recherches effectuées à l'amont immédiat de l'emprise de la digue se sont avérées infructueuses. En effet, les sols reconnus sont généralement constitués par des tufs granuleux et des argiles de décalcification très carbonatées dont les épaisseurs ne dépassent guère 1 m. Sous ces argiles, nous rencontrons les alluvions de l'oued (lit majeur) qui surmontent le substratum calcaire peu profond ($< 2,5$ m).

En rive gauche, à la limite de la cuvette, nous avons réussi à identifier des argiles graveleuses jaunes à marrons dont les caractéristiques répondent aux spécifications usuelles moyennes. Ces matériaux sont disponibles sur une surface de l'ordre de 4 ha, sur une épaisseur moyenne de 2 m. Les prélèvements effectués au droit des puits K3 et K4 ont permis de définir des argiles moyennement plastiques, de consistance ferme, peu compressibles, moyennement gonflantes et sur-consolidées. Le coefficient de perméabilité mesuré à l'oedomètre sur des échantillons chargés à 2,5 et 5 bars, sont de l'ordre de 10^{-7} cm.s⁻¹. Ils caractérisent une argile semi-perméable à peu perméable.

Les essais Proctor effectués sur ces argiles sont très ouverts, montrant une faible sensibilité aux variations de la teneur en eau dont la valeur optimale W_{opn} se situe entre 12 et 14%. La teneur en eau naturelle est relativement faible (sol sec), elle est d'environ 9%. Il faudra donc envisager un arrosage important pour se rapproche de W_{opn} qui permettra d'atteindre une compacité acceptable.

II.4 FONDATION DE LA DIGUE

Sur les versants, la digue sera fondée dans un terrain rocheux représenté par les calcaires marneux qui affleurent. Un léger décapage sera nécessaire afin de régler la surface d'assise et optimiser l'adhérence des remblais sur le roche. Dans le lit de l'oued, les remblais seront fondés dans les alluvions après un décapage de quelques décimètres. Une clé d'ancrage

insérée dans le substratum rocheux sur une profondeur moyenne de 1 m, permettra d'assurer à la fois, la stabilité de l'ouvrage, l'étanchéité de la fondation et de limiter l'effet renard.

La clé d'ancrage sera prolongée sur les rives, en diminuant progressivement de profondeur, jusqu'à la limite des affleurements rocheux.

II.4.1 EVACUATEUR DE CRUE

Du fait de la présence d'affleurements rocheux sur les deux versants, l'évacuateur de crue sera projeté sur l'une ou l'autre rive pour d'autres considérations que la géologie et la géotechnique. Les deux versants sont stables et présentent une fondation rocheuse. Les terrassements de l'emprise se feront dans un terrain rocheux et nécessiteront l'emploi d'engins spéciaux (bulldozer puissant doté de ripper, marteau brise-roche et éventuellement emploi d'explosifs)

II.4.2 ETANCHEITE DE LA CUVETTE

La surface du lac de la retenue est recouverte par une argile limono graveleuse carbonatée formant matrice à des cailloux et rognons de calcaire à silex. Cette couche est caractérisée par une compacité élevée qui assurera une étanchéité relative de la cuvette.

La première couche de remblai argileux qui sera posée sur la surface de la roche, sera mise en œuvre sur une épaisseur ne dépassant pas 15 cm et devra être humidifiée à Wopn + 2%. On choisira, de préférence des argiles plastiques ayant une limite de liquidité WL supérieure à 50 (dans la mesure de leur disponibilité).

II.5 MATERIAUX POUR FILTRES ET DRAINS

Le système à adopter pour le rabattement de la ligne de saturation (tapis drainant avec ou sans cheminée) sera exécuté avec des matériaux nobles (sable et graviers propres et convenablement gradués). La zone de transition du talus amont sera exécutée en graves sableuses provenant des terrasses alluviales (une prospection sera en amont et en aval de l'oued sera effectuée en temps opportun). Ces matériaux sont largement disponibles sur le site de la retenue.

II.5.1 MATERIAUX ROCHEUX

Les blocs et rognons calcaires prêts à l'emploi abondent au niveau du site et aux environs immédiats. Ils serviront à la couche de protection du talus amont et la confection du prisme aval.

Tableau II-01 : Caractéristiques des échantillons prélevés au droit de l'axe de la digue

Puits	Prof. (m)	Nature apparente	W _n %	W _L	IP	IC	γ _d	γ _h	Sr	γ _{sat}	n	Cu	φ _u	e _o	e _f	C _t	C _g	σ _c	K	
																			2.5 bars	5.0 bars
P1 Lit d'oued	0.40 à 1.30	Argile carbonatée formant matrice à des galets et cailloux	10.3	33	15	>1	1.79	1.98	56%	2.12	32	0.218	28°	0.532	0.390	0.170	0.044	2.36	3.22 10 ⁻⁶	3.12 10 ⁻⁶
P2 Rive Gauche	0.20 à 0.80	Argile de décalcification formant matrice à des galets et cailloux	14.4	35	11	>1	1.71	1.96	69%	2.07	35	0.210	24°	0.567	0.475	0.118	0.038	2.97	1.38 10 ⁻⁶	0.82 10 ⁻⁶
P3 Rive Droite	0.20 à 1.20	Marne jaune graveleuse	10.3	36	12	>1	1.82	2.01	84%	2.14	31	0.88	11°	0.424	0.348	0.136	0.066	3.74	2.04 10 ⁻⁸	1.82 10 ⁻⁸

Source : ANBT

Tableau II-02 : La granulométrie

	Ech n°	CAILLOUX	GRAVIERS	GROS SABLES	SABLES FINS	LIMONS + ARGILES	Ø < 80μ
		Ø > 20 mm	20 > Ø > 2 mm	2 > Ø > 0.2 mm	0.2 mm > Ø > 20 μ	Ø < 20 μ	
P1	E1	14%	24%	14%	29%	29%	47%
P2	E2	6%	22%	20%	26%	32%	56%
P3	E3	/	8%	16%	50%	26%	69%

Source : ANBT

Tableau II-03 : Caractéristiques des échantillons prélevés au droit de la zone d'emprunte

Puits	Prof. (m)	Nature apparente	W _n %	W _L	IP	IC	γ_d	γ_h	Sr	γ_{sat}	n	Cu	ϕ_u	e_o	e_f	Ct	Cg	σ_c	k	
																			2.5 bars	5.0 bars
K3	0.20 à 2.50	Argile graveleuse marron	9.6	39	18	> 1	1.74	1.91	48 %	2.09	35	0.325	17°	0.530	0.495	0.148	0.052	3.05	1,74.10 ⁻⁷	1,02.10 ⁻⁷
K4	0.70 à 2.30	Argile graveleuse marron	9.7	43	21	> 1	1.79	1.97	53 %	2.12	33	0.348	20°	0.492	0.408	0.159	0.057	3.95	1,56.10 ⁻⁷	8,96.10 ⁻⁸

Source : ANBT

Tableau II-04 : La granulométrie

	Ech n°	CAILLOUX	GRAVIERS	GROS SABLES	SABLES FINS	LIMONS + ARGILES	$\phi < 80\mu$
		$\phi > 20 \text{ mm}$	20> ϕ >2 mm	2> ϕ >0.2 mm	0.2 mm > ϕ > 20 μ	$\phi < 20\mu$	
K3	F1	3%	45%	9%	4%	39%	43%
K4	F2	10%	33%	5%	9%	43%	51%

Source : ANBT

II.6. GEOLOGIE- GEOTECHNIQUE - LEVE DES RESERVES EMISES PAR L'ONID DANS LE CADRE DE LA MISSION DE CONTROLE

A - Sondages de reconnaissance

Comme indiqué dans le rapport, les sondages, tant au niveau de l'emprise de la digue, qu'au droit des zones d'emprunts, ont été effectués à la pelleuse. Les échantillons intacts ont été prélevés par enfoncement d'un moule cylindrique en acier à chaque mètre ou à tout changement de faciès. Après démoulage sur site à l'aide d'un extracteur manuel, les échantillons sont paraffinés et mis dans des boîtes étanches. Les échantillons remaniés sont transportés dans des sacs en plastique.

Du fait de la présence des affleurements en rives (alternances des calcaires et des marnes) et la faible profondeur du toit du substratum dans la vallée, le levé géologique de surface et les profondeurs d'investigation atteintes en P1, P2 et P3, ont permis de dresser une coupe géologique à travers l'axe projeté, assez fiable. Les renseignements fournis des sondages profonds n'auraient pas été à la hauteur des surcoûts qu'auraient engendrés.

B - Courbes granulométriques

Les échantillons F1 et F2 respectivement prélevés au niveau des puits K3 et K4, présentent les caractéristiques suivantes :

Tableau II-05 : Les caractéristiques des échantillons au niveau des puits

Ech	WL	IP	Classification	Granulométrie				γ_d	Cu	ϕ_u
				$\phi > 20$ mm	$20 > \phi > 2$ mm	$2 > \phi > 20 \mu$	$\phi < 20 \mu$			
F1	39	18	Ap	3%	45%	13%	39%	1.74	1.74	17°
F2	43	21	Ap	10%	33%	14%	43%	1.79	1.79	20°

Source : ANBT

Nous observons que du point de vue granulométrie, les taux des éléments argilo-limoneux et des graviers, sont prépondérants. La matrice est classée dans les sols argileux de plasticité moyenne (Voir Diagramme de Casagrande). Les essais de cisaillement indiquent une cohésion appréciable ($> 0,3$ bar). Nous ne pouvons que conclure que nous sommes en présence d'une argile graveleuse d'autant plus que la nature apparente (identification visuelle) ne prête pas à équivoque.

C - Situation de la zone d'étude

La carte d'état major sur la base de laquelle nous avons travaillé est à l'échelle 1/50000. Y situer les zones prospectées ne serait que pure approximation. Les sondages effectués ainsi que la délimitation de la zone d'emprunt, ont été reportés sur le levé topographique du site avec une précision suffisante.

Néanmoins, nous avons tenu à présenter ci-joint, un extrait de la carte d'état major à une échelle fictive, sur lequel nous avons délimité la zone d'emprunt préconisée.

D - Carte géologique

Un extrait de la carte géologique régionale montre que le site est caractérisé par des formations de l'Eocène inférieur (calcaires marneux) surmontant un faciès marno-calcaire du Crétacé supérieur.

L'extrait provient de la carte lithologique n° IV.L-05 – Feuille d'Oum Bouaghi – Echelle 1/200.000, dressée par ENERGOPROJEKT et ENHYD (Février 2002) – Etude de la petite et moyenne hydraulique agricole de l'Algérie du Nord (Mission1-Dossier 2 – Secteur 4)

Conclusion et recommandations

Le site reconnu est, du point de vue géologique et géotechnique, moyennement favorable à la construction d'une retenue collinaire en terre homogène. L'étanchéité de la cuvette est assurée par l'existence d'une couverture peu perméable surmontant un bedrock peu fissuré. L'étanchéité de l'ouvrage sera assurée en prenant un minimum de précautions, à savoir :

- Veiller à la régularité du matériau de remblai et au respect des conditions de mise en œuvre (compactage, teneur en eau, épaisseur des couches...)
- Procéder à une campagne géotechnique contradictoire avant le lancement des travaux (approfondir les investigations et rechercher les gisements pour la couche de transition et les argiles plastiques à mettre en première couche au contact avec la roche).
- Prévoir une campagne d'essais préalables : planches d'essais en fonction du train de compactage utilisé.
- Les terrassements de l'emprise de la digue et de l'évacuateur de crue ainsi que de la conduite de vidange de fond se feront dans un terrain rocheux. Il faudra prendre en considération les surcoûts qu'engendreront ces travaux.

Béas-laboratoire

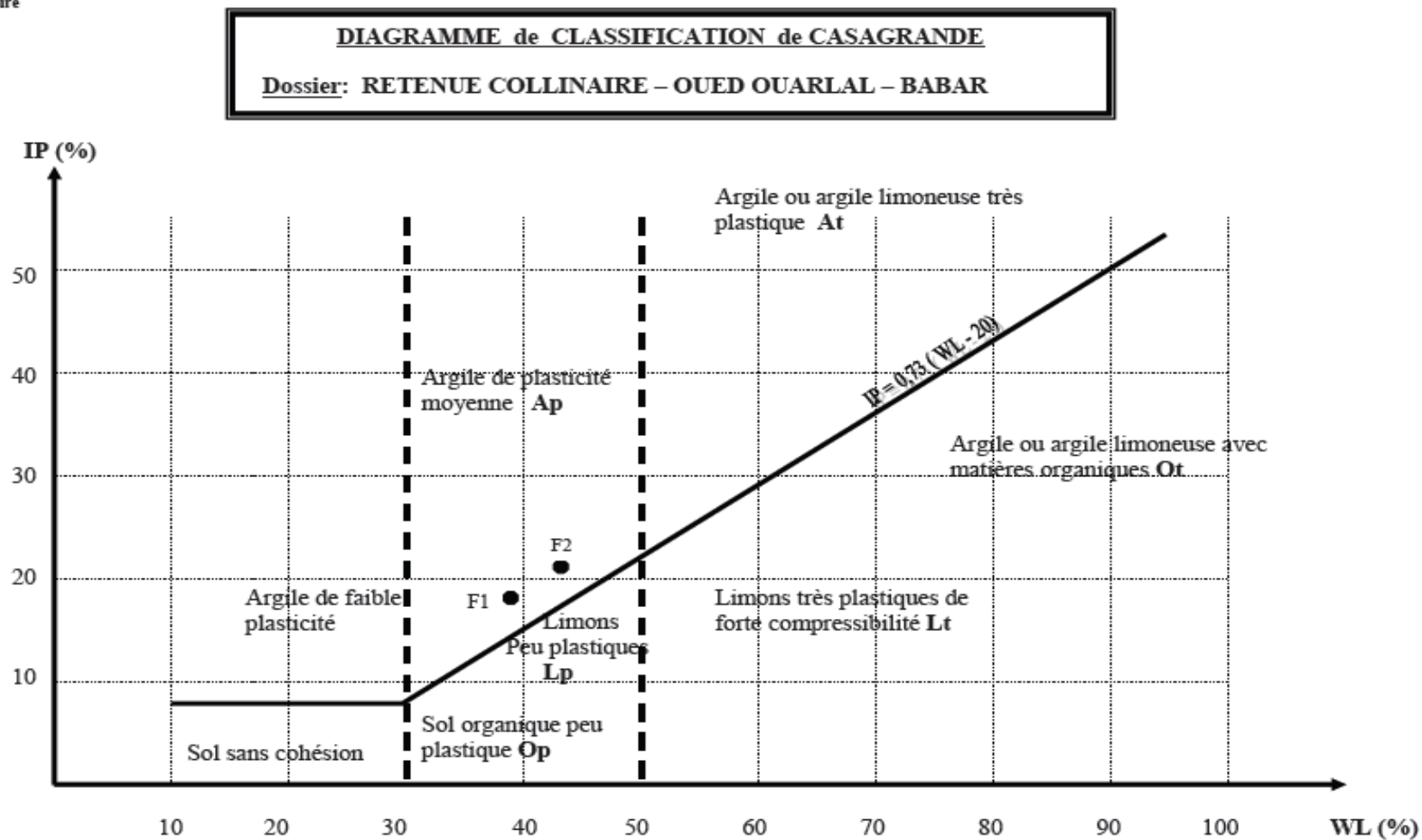


Figure II-01 : Digramme de classification de CASAGRANDE

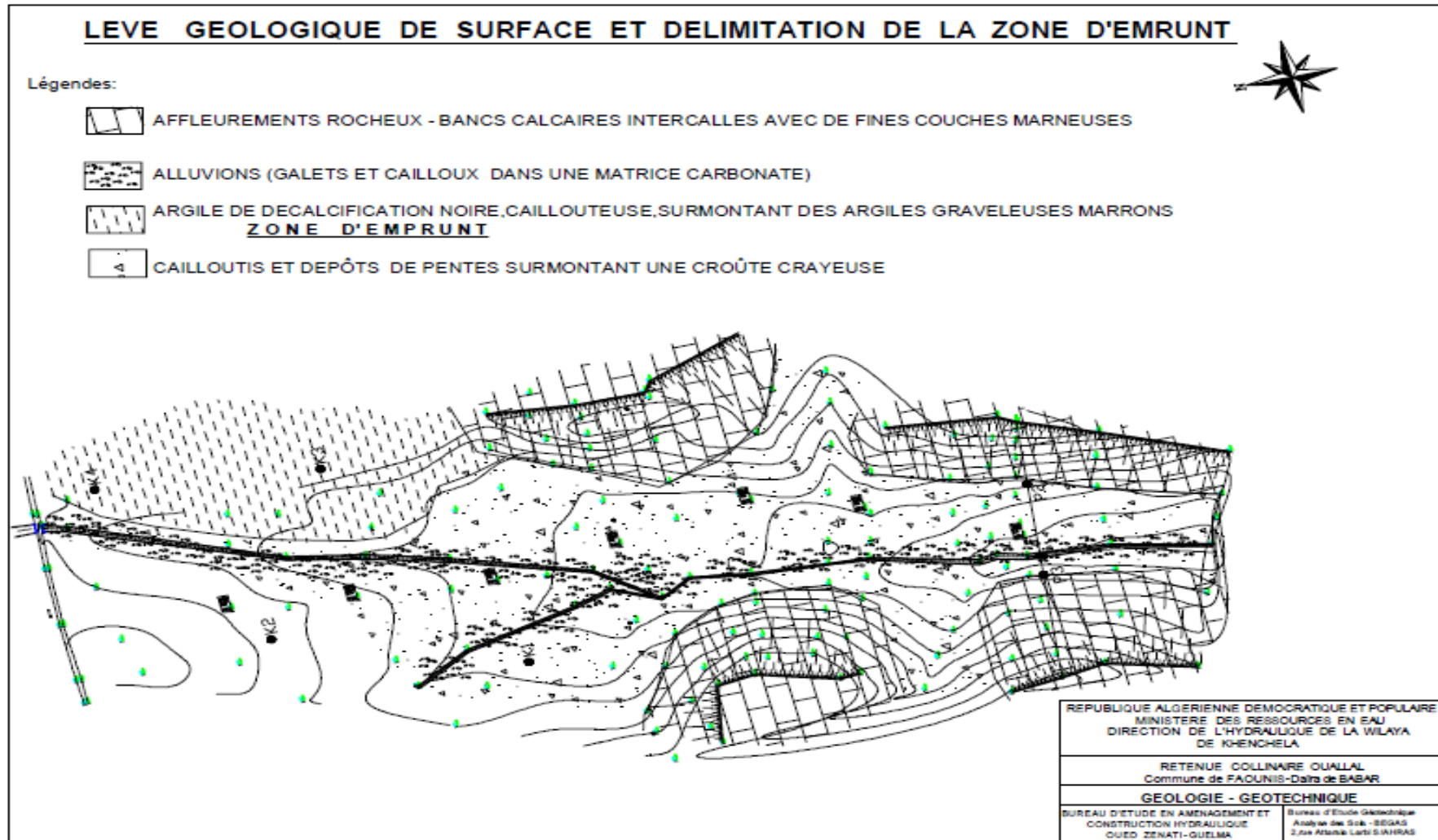


Figure II-02 : Levé géologique de surface et délimitation de la zone d'emprunte

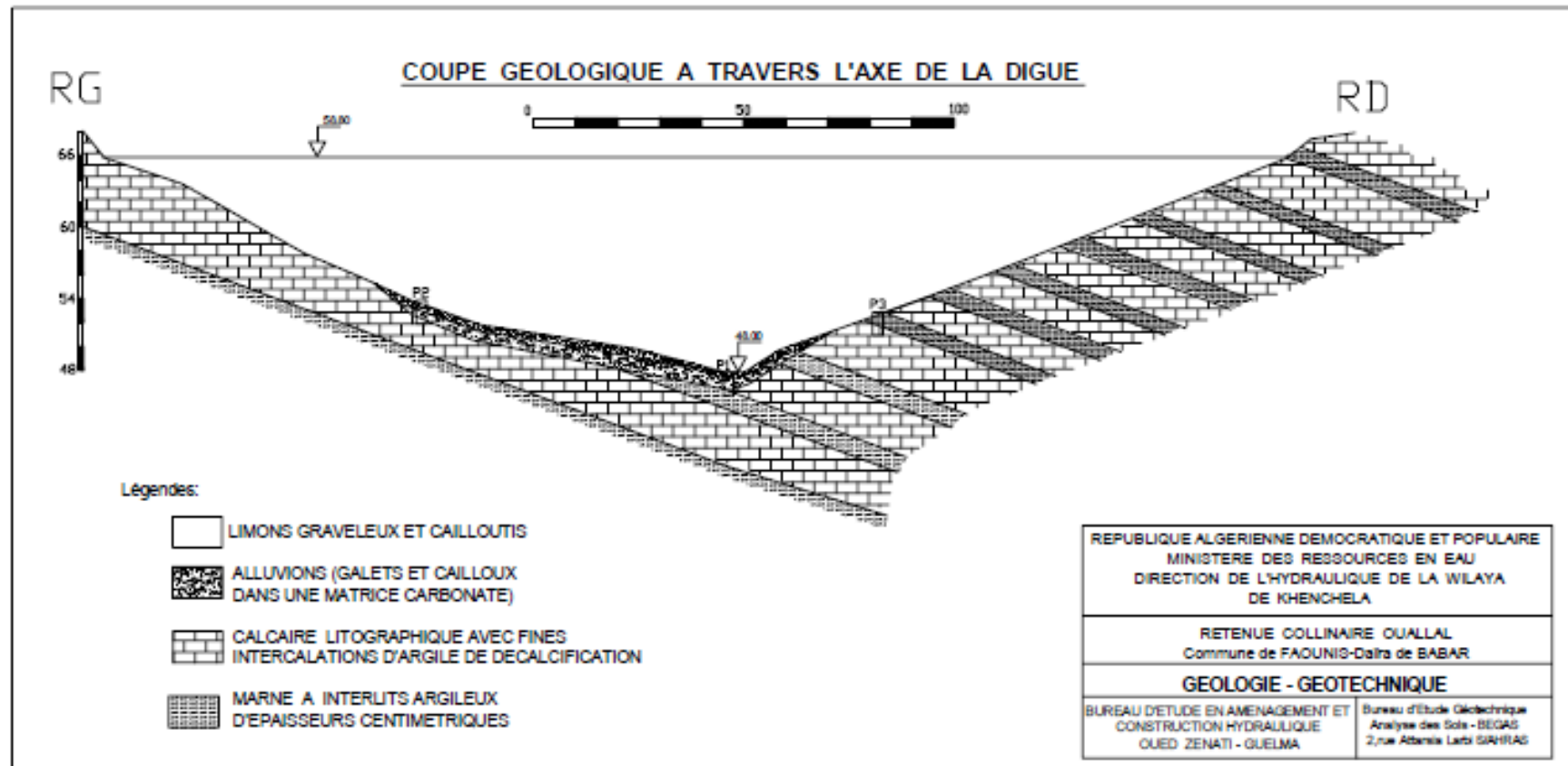


Figure II-03 : Coupe géologique a travers l'axe de la digue

III.1.Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de Celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux Souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les Conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

III.1. Le bassin versant

III.1.1Caractéristique géographique du bassin versant

la retenue collinaire est situé sur un affluent de l'Oued Ouajjal qui se trouve à une dizaine de kilomètres Sud- Est de la ville de Babar, 4 Km au sud de la route de Tebessa et 6 Km à l'Est de la route de Chachar.

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'Etat Major BABAR Feuille NI – 32 – XX – 7 OUEST à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT VOIROL suivants :

X = 334.5 Km.

Y = 3889.25 Km.

Z= 1244 m

III.1.2 Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux :

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influent fortement sur sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage. Le temps de concentration t_c qui, on l'a vu, caractérise en partie la vitesse et l'intensité de la réaction du bassin versant à une sollicitation des précipitations, est influencé par diverses caractéristiques morphologiques : en premier lieu, la taille du bassin (sa surface), sa forme, son élévation, sa pente et son orientation. A ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates ou en recourant à des techniques digitales et à des modèles numériques.

III.1.2.1 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Au site considéré, le bassin versant est dominé par un climat de type semi aride avec un hiver froid et un été chaud. La pluviométrie est relativement abondante et s'étale durant les saisons d'automne, d'hiver et du printemps.

A. Insolation

La répartition annuelle de l'insolation totale de la région est donnée au tableau suivant:

Tableau III.01 : Répartition mensuelle de l'insolation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	AN
lh	8.4	7.1	6.0	5.3	5.3	5.5	6.7	7.3	8.5	10.3	11.1	9.8	7.6

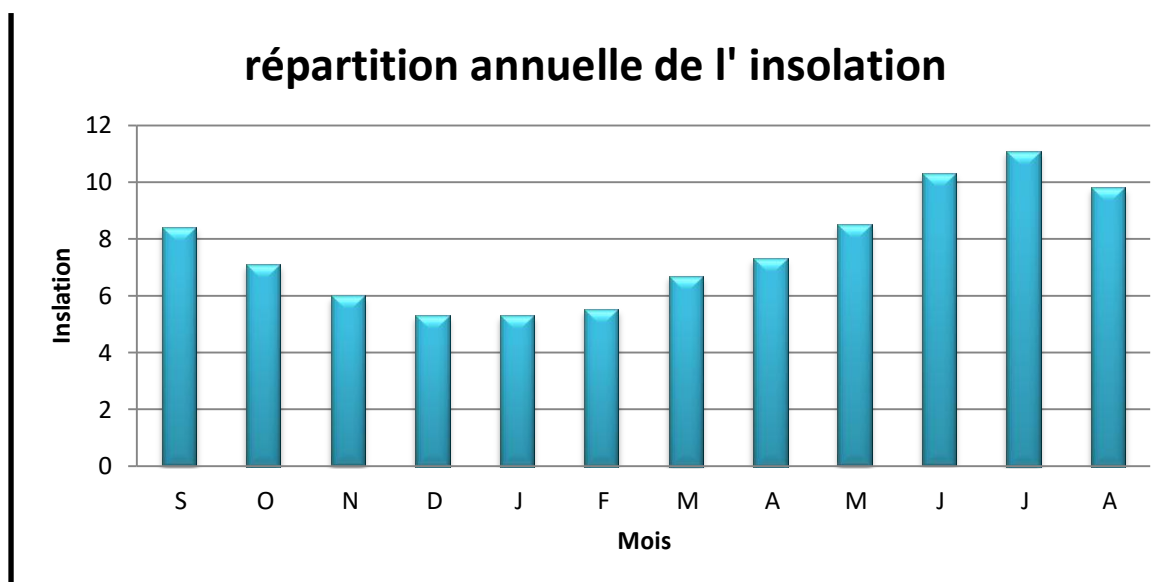


Figure III-01 : Répartition mensuelle de l'insolation

B. Température :

Les répartitions mensuelles des températures enregistrées au site du barrage se présentent comme suit :

Tableau III.02 : Répartition mensuelle de la température.

Mois	Jan	Fev	Mar	Av	Mai	Juin	Jt	At	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T°C	6.0	7.5	8.5	14	18	23	25.0	25.4	21.4	16	10	6.0	15.07

Source : ANBT.

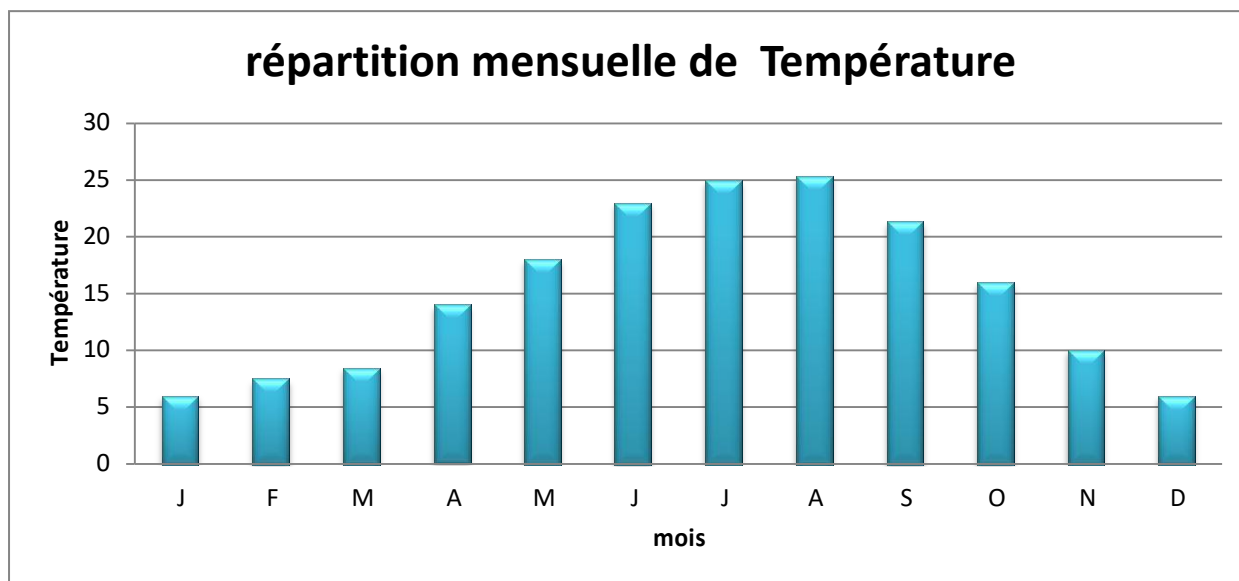


Figure III-02 : Répartition mensuelle de température

C. L'évaporation

Pour l'évaporation on a adopté pour notre site les valeurs enregistrées à la station de Babar.

Tableau III.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Jan	Fev	mar	Avr	Mai	Jui	Juil	aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
EVAP (mm)	78.4	82.4	109.6	132.8	164.8	220.8	290.4	179.2	172.8	127.2	86.4	74.4	1719.2
EVAP (%)	4.6	4.8	6.3	7.7	9.6	12.8	16.9	10.4	10.1	7.4	5.1	4.3	100

D. Pluie moyenne annuelle au niveau du bassin versant

A titre indicatif et en l'état actuel, on prend la valeur de 288.4 mm comme pluie moyenne annuelle au niveau de l'ensemble du bassin versant estimée sur la base de la station de Babar.

Code	Nom de la station	Pluie moyenne annuelle (mm)
061804	Babar	288.4

REMARQUE : pour la suite du calcul on a pris $P_{an} = 300$ mm.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne de la station de BABAR est donnée au tableau suivant :

Tableau III.04 : Répartition mensuelle de la pluie.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluie (%)	11.5	11.5	8.9	12.2	9.7	11.6	10.2	8.4	10.7	1.7	0.5	3.1
Pj(mm)	33.17	33.17	25.67	35.18	27.97	33.45	29.42	24.23	30.86	4.90	1.44	8.94

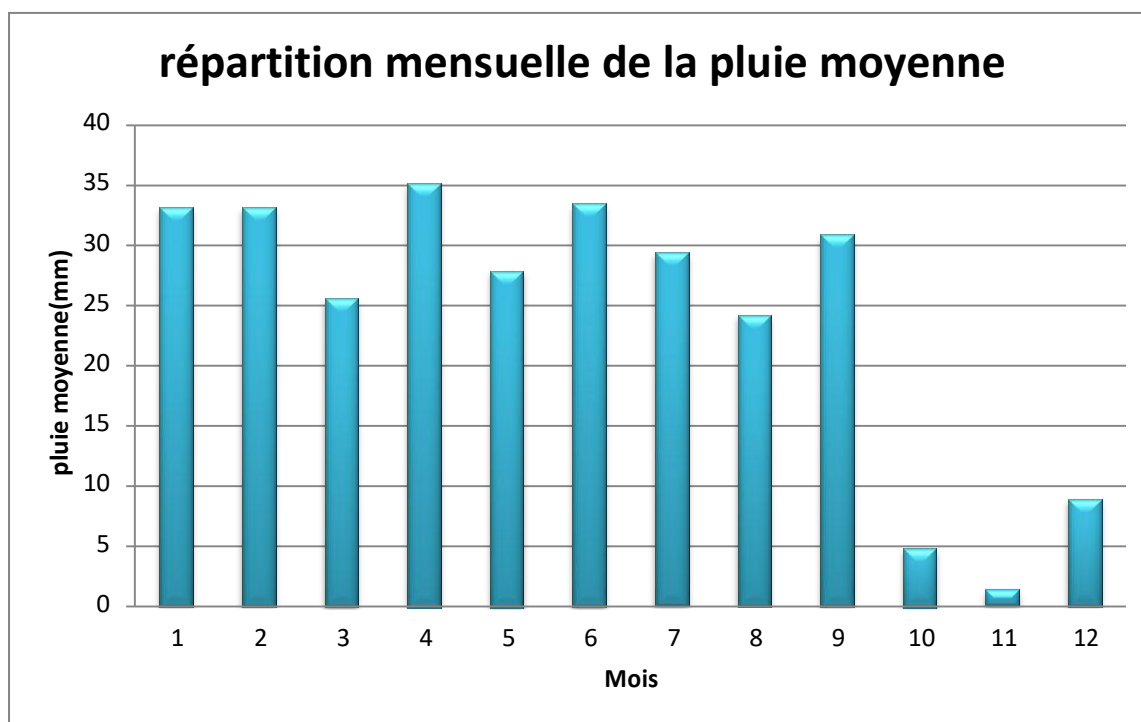


Figure III-03 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.

III.1.2.2 Les caractéristiques géométriques :

A. La surface du bassin versant :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou, mieux, par des techniques de digitalisation.

La surface du bassin versant de Auajlal a été calculée en utilisant le logiciel numérique d'auto-cad après avoir enregistré les données topographiques du bassin.

La surface calculée est $S = 17.27 \text{ Km}^2$.

B . Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré **P= 17 km**

C. longueur du thalweg principal

la longueur de thalweg principal à pour valeur **L=5.9km**

D. altitude du bassin versant

Les altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1618 m**
- Altitude minimale **1244 m**
- L'altitude moyenne du bassin versant est de **1431 m**

E. Pente moyenne de l'oued

La pente moyenne de l'oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$\text{-----} \dots\dots\dots (III.1)$$

On aura donc : **I0=7.11%**

F. Indice de compacité

L'indice de compacité **Kc** d'un bassin versant est :

$$Kc = \text{---} \dots\dots\dots (III.2)$$

$$D'où : pc = 2 \quad ; \quad S = \pi R_c^2$$

$$R_c = \sqrt{\text{---}} \quad \text{Donc : } Kc = \frac{\text{---}}{\sqrt{\text{---}}} = \frac{\text{---}}{\sqrt{\text{---}}} = 1.15$$

Avec :

Kc : indice compacité

S : surface du bassin versant [Km]

P : périmètre du bassin versant [Km]

Pc : périmètre du cercle [Km]

D'après la formule de **Kc** on distingue trois cas :

Kc=1 : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire ;

Kc =1.12 : Lorsque le bassin est carrée ;

Kc > 1.12 : Lorsque du bassin relativement allongé .

Donc notre cas nous avons **Kc =1.15**

Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin relativement allongée.

G. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.3)$$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

$$\text{Donc : } Ca = 1.60$$

H. Rectangle équivalent:

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement :

$$S = L * l \quad \text{et} \quad P = 2(L+l) \dots\dots\dots (III .04)$$

Où : L : Longueur de rectangle équivalent;

l : Largeur de rectangle équivalent.

$$Kc = 0.28 \frac{L}{\sqrt{S}} = 1.15 \dots\dots\dots (III .05)$$

De (III.4) et (III.5) on obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions L, l

$$Lr = \frac{\sqrt{S}}{2} \left[\sqrt{\frac{P}{S}} + \left(\frac{P}{S} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (III.06)$$

$$lr = \frac{\sqrt{S}}{2} \left[\sqrt{\frac{P}{S}} - \left(\frac{P}{S} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots (III .07)$$

Donc:

$$AN: Lr = 5.018 \text{ Km} \quad lr = 3.44 \text{ Km}$$

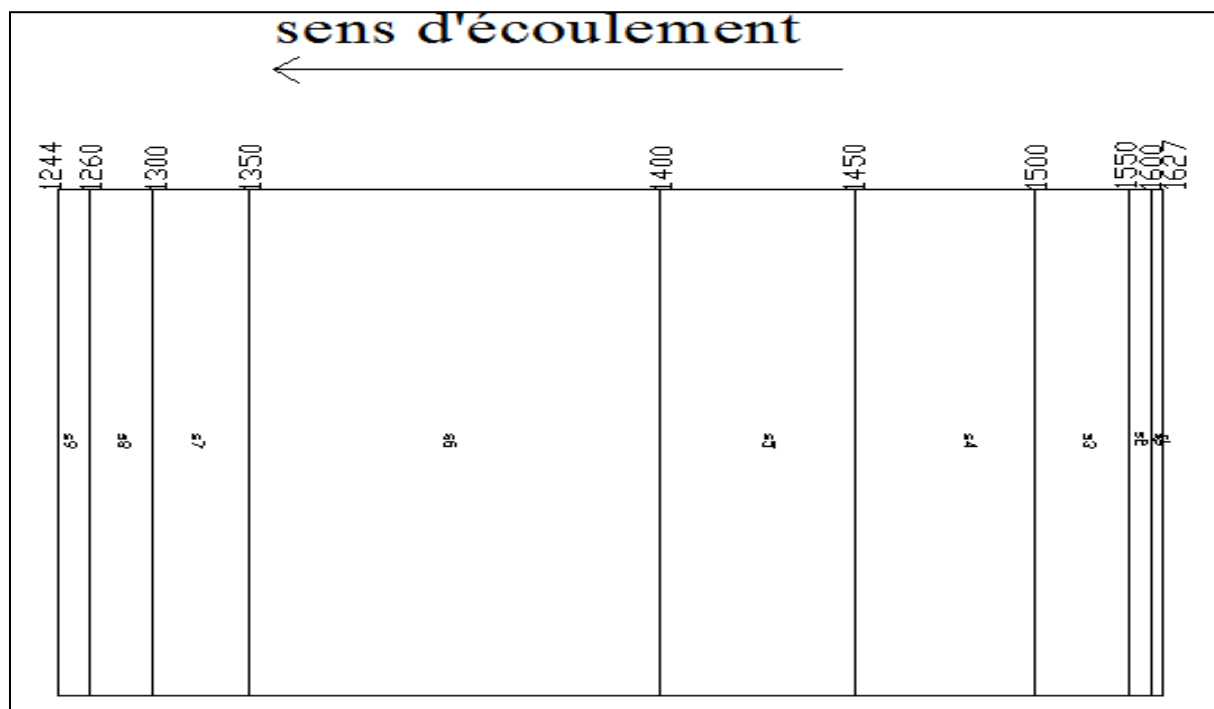


Figure III-04 : Rectangle équivalent

III.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

III.1.3.1 Relief :

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

A - Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Pour avoir le tracée de la courbe hypsométrique il vaudra disposée en premier temps d'un tableau descriptif de la répartition partielle des surfaces en fonction d'altitude comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.05 : la répartition partielle des surfaces en fonction d'altitude.

Altitude (m)	superficies partielles (km ²)	Pourcentage (%)	surfaces cumulées (km ²)	pourcentages cumulés (%)
1627 – 1600	0.017	0.098	0.017	0.098
1600 -1550	0.16	0.926	0.177	1.024
1550 – 1500	0.34	1.968	0.517	2.992
1500 – 1450	1.47	8.511	1.987	11.503
1450 – 1400	2.82	16.328	4.807	27.831
1400 – 1350	3.053	17.678	7.860	45.509
1350 - 1300	6.41	37.116	14.270	82.625
1300 -1280	1.53	8.859	15.80	91.484
1280 -1260	0.99	5.732	16.79	97.216
1260 -1244	0.48	2.784	17.27	100.000

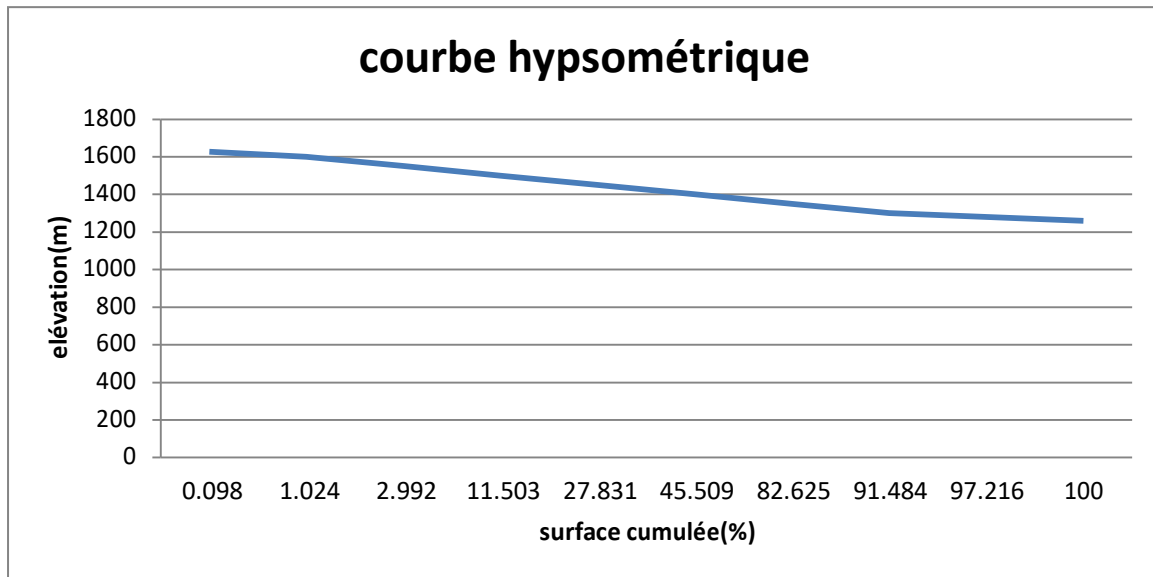


Figure III-05: courbe hypsométrique.

B - Altitude moyenne du bassin versant :

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

L'altitude moyenne est obtenue graphiquement comme suite :

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

C'est, donc, l'altitude médiane.

$$H50\% = 1400m$$

III.1.4 Indices :

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

A) Indice de la pente globale :

Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_p = \frac{\text{surface cumulée à } H_{50\%}}{\text{surface totale}} \times 100 \quad \text{..... (III .08)}$$

D'après le graphe hypsométrique, nous pouvons tirer H5% et H95%

$$H5\% = 1475m \text{ NGA}$$

$$H95\% = 1267.5m \text{ NGA}$$

Donc, nous aurons : $I_p = 41.35\%$

B) Indice de pente moyenne I_m :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} \quad \text{..... (III .09)}$$

Avec : $\Delta H = H_{\max} - H_{\min} = 1618 - 1244 = 374\text{m}$

Donc : **$I_m = 7.15\%$**

D) Densité spécifique :

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 tous les bassins versant de différentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad \text{..... (III .10)}$$

Avec :

I_g : Pente globale [m / Km];

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN :

$$D_s = 41.35 * \sqrt{S} = 171.8\text{m} \quad \mathbf{D_s = 171.8m}$$

Tableau III-04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		Ds
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est modéré ($D_s = 172$).

III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.1.5.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes, citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau.

Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

A) Densité de drainage : La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S, comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

$$D_d = \frac{\sum L_{xi}}{S} \quad \text{..... (III .11)}$$

Avec :

L_{xi} : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. n=4

AN: $D_d = \frac{204}{10} = 2.04 \text{ Km/Km}^2$

B) Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad \text{..... (III .12)}$$

Avec :

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=6$;

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$F_1 = \frac{6}{18} = 0.34 \text{ thalweg/Km}$$

B) Coefficient de torrentialité:

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad \text{..... (III.13)}$$

AN:

$$C_t = 0.7 \text{ Km}^{-3}$$

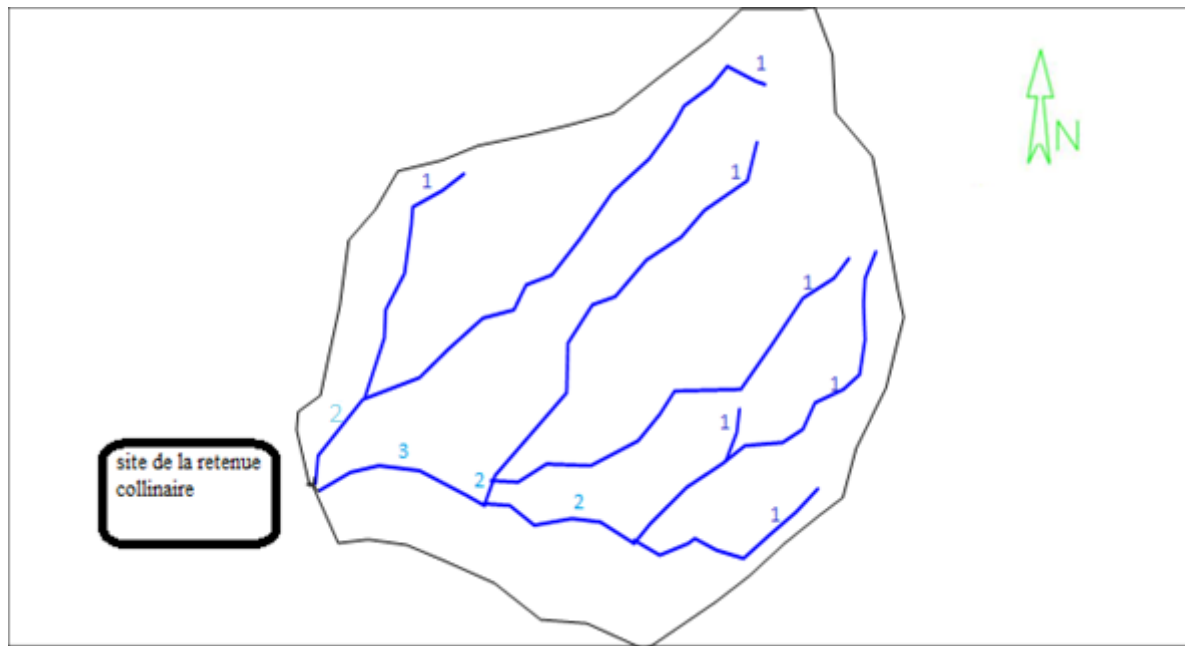


Figure III-06 : Réseau hydrographique du bassin versant

D) Temps de concentration

Définition : Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

Calcul du temps de concentration :

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie – débit concomitantes lorsqu'elles sont **disponibles**.

Formule de GIANDOTTI

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III .14)$$

Où:

T_c : Temps de concentration. En (h) ;

S : Surface total du bassin versant = 17.27 km²;

L : Longueur du talweg principal = 5.9 Km;

Hmoy : Altitude moyenne = 1435.5 m ;

Hmin : Altitude minimale = 1244.0 m

D'ou : Tc= 2.29h

Formule de KIRPICH : (1940)

$$\dots\dots\dots (II.15) T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385}$$

AN : Tc = 0.94 heure

FORMULE ANB :

$$T_c = 0.3 \left[\frac{L}{(I)^{0.25}} \right]^{0.75} \dots\dots\dots (III .16)$$

Où : L: Longueur de la cour d'eau principal (km).

I : pente moyenne du Talweg.

NB : Tc=1 .78 h

Commentaire :

Nous avant prendre la valeur le plus proche a la moyenne qui correspond Tc=1.78h

E) Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V = \text{---} \dots\dots\dots (III .17)$$

L : longueur du talweg principal (km)

Tc : temps de concentration (h)

V= 3.31 Km / h

Conclusion :

Avec une vitesse d'écoulement de 3.31 km/, une densité de drainage de 2.04Km/Km² et une pente de plus de 9%, on peut conclure que les pointes de crues seront assez importantes.

III.1.6 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 61804 à été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A) Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III-06 : Pluies maximales journalières prise de la station 61804

Année	$P_{\max j}$	Année	$P_{\max j}$
1978	33.5	1995	26.9
1979	35.6	1996	42.2
1980	37.8	1997	27.9
1981	21	1998	36.6
1982	41.6	1999	22.1
1983	40.5	2000	22.8
1984	40.6	2001	60.2
1985	35.6	2002	63.3
1986	76.6	2002	24.5
1987	33.9	2003	45.4
1988	55.5	2004	20.2
1989	23.1	2005	31.5
1990	40.7	2006	12.5
1991	31.8	2007	34.5
1992	38.5	2008	33.5
1993	48.2	2009	40.5
1994	29.7	2010	47.5

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.32$) est donné par l'ARNH d'Alger.

III.2 Choix de la loi d'ajustement

III.2.1 Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle :

A. Test de Wilcoxon :

Hypothèses

H0 : Les moyennes des deux sous-échantillons sont égales

H1 : Les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

Résultats

Valeur de la statistique $|W| = 1.03$

p-value $p = 0.301$

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

B. Test d'indépendance (Wald-Wolf witz)

Hypothèses :

H0 : Les observations sont indépendantes

H1 : Les observations sont dépendantes (auto corrélation d'ordre 1)

Résultats :

Valeur de la statistique $|U| = 0.354$

p-value $p = 0.724$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

C. Test de stationnarité (Kendall)

Hypothèses :

H0 : Il n'y a aucune tendance dans les observations

H1 : Il y a une tendance dans les observations

Résultats :

Valeur de la statistique $|K| = 0.578$

p-value $p = 0.563$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5

Le graphique de l'échantillon est représenté sur un papier normal dans la figure suivant :

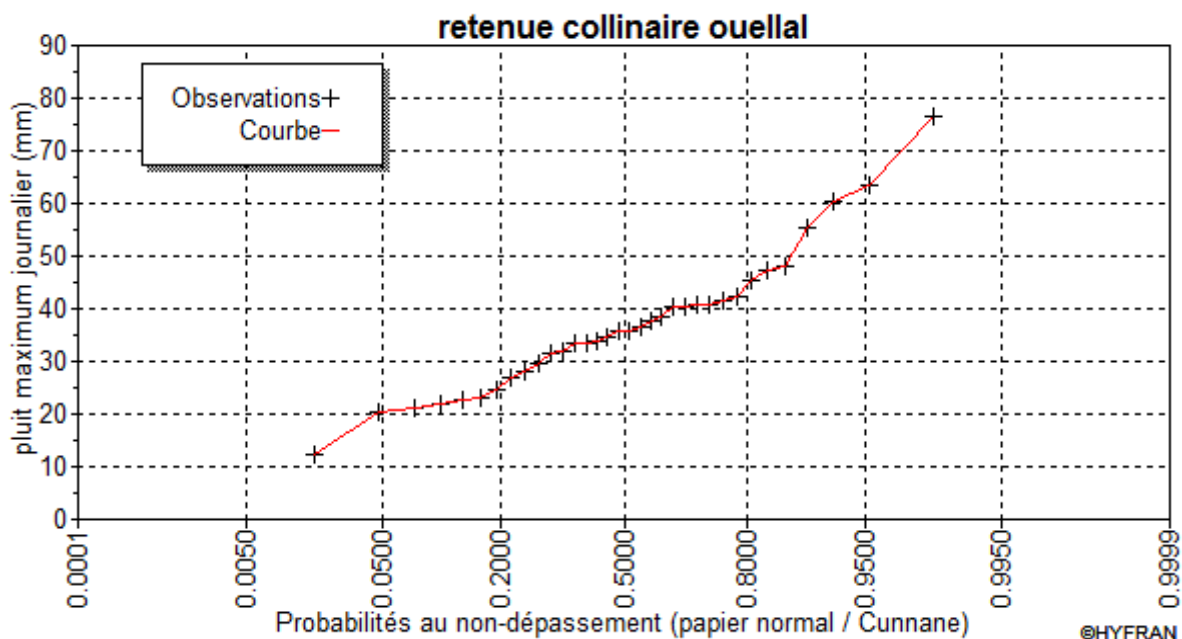


Figure III.07 : Représentation graphique de l'échantillon

Paramètres du logiciel (HYFRAN) :

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

III.2.2 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, 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. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B. Touabia, 2001).

Les lois d'ajustement choisies sont :

- a)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- b)- la loi de GALTON (log-normal2).
- c)- la loi de GUMBEL

On a effectué l'ajustement à l'aide de logiciel « Hyfran », et comparant la satisfaisante de chaque loi par le test d'adéquation si $P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

a) Ajustement a la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad \dots\dots\dots (III.18)$$

Y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (III.19)$$

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (III.20)$$

Ou : m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.9).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau I-9 suivant:

Tableau III.7 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	126	17.4	92.1-160
2000.0	0.9995	110	14.4	81.3-138
1000.0	0.9990	102	13.1	76.6-128
200.0	0.9950	85.7	10.2	65.8-106
100.0	0.9900	78.5	8.92	61.0-96.0
50.0	0.9800	71.3	7.66	56.3-86.3
20.0	0.9500	61.7	6.00	49.9- 73.4
10.0	0.9000	54.2	4.75	44.9-63.6
5.0	0.8000	46.5	3.51	39.6- 53.4
3.0	0.6667	40.3	2.65	35.1-45.5
2.0	0.5000	34.8	2.09	30.7-38.9

Paramètres

Nombre d'observations: $n = 34$

$u = 30.9834$

$\text{Alpha} = 10.3369$

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

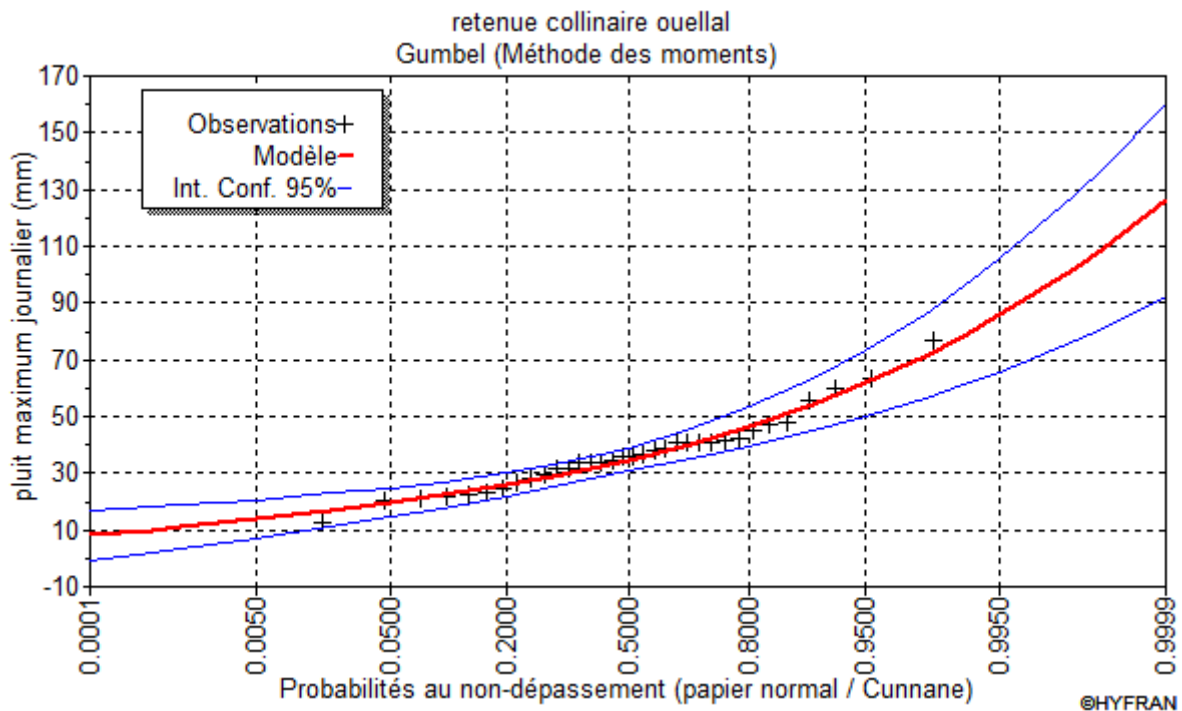


Figure III.08 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

***) Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)**

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 5.06$

p-value $p = 0.4087$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III-8 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	37.0	37.0
Ecart-type	13.3	13.3
Médiane	34.8	35.6
Coefficient de variation (Cv)	0.359	0.359
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.920
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.88

b) Ajustement a la loi log normale:

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N}$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%}$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau III.09** suivant ainsi que le graphique est donné par la **Figure III.09**.

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: $n = 34$

Paramètre :

$$\mu = 3.54731$$

$$\sigma = 0.3648$$

Quantiles :

$q = F(X)$: Probabilité au non-dépassement

$T = 1/(1-q)$: Période de retour

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.09 : Résultat de l'ajustement à la loi log normale.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	135	24.1	87.7-182
2000.0	0.9995	115	18.5	79.1- 152
1000.0	0.9990	107	16.3	75.2- 139
200.0	0.9950	88.9	11.7	66.0- 112
100.0	0.9900	81.1	9.88	61.8- 101
50.0	0.9800	73.5	8.19	57.4- 89.5
20.0	0.9500	63.3	6.13	51.3- 75.3
10.0	0.9000	55.4	4.71	40.4- 54.0
5.0	0.8000	47.2	3.45	35.4- 45.8
3.0	0.6667	40.6	2.66	30.5- 39.0
2.0	0.5000	34.7	2.17	24.9- 32.4

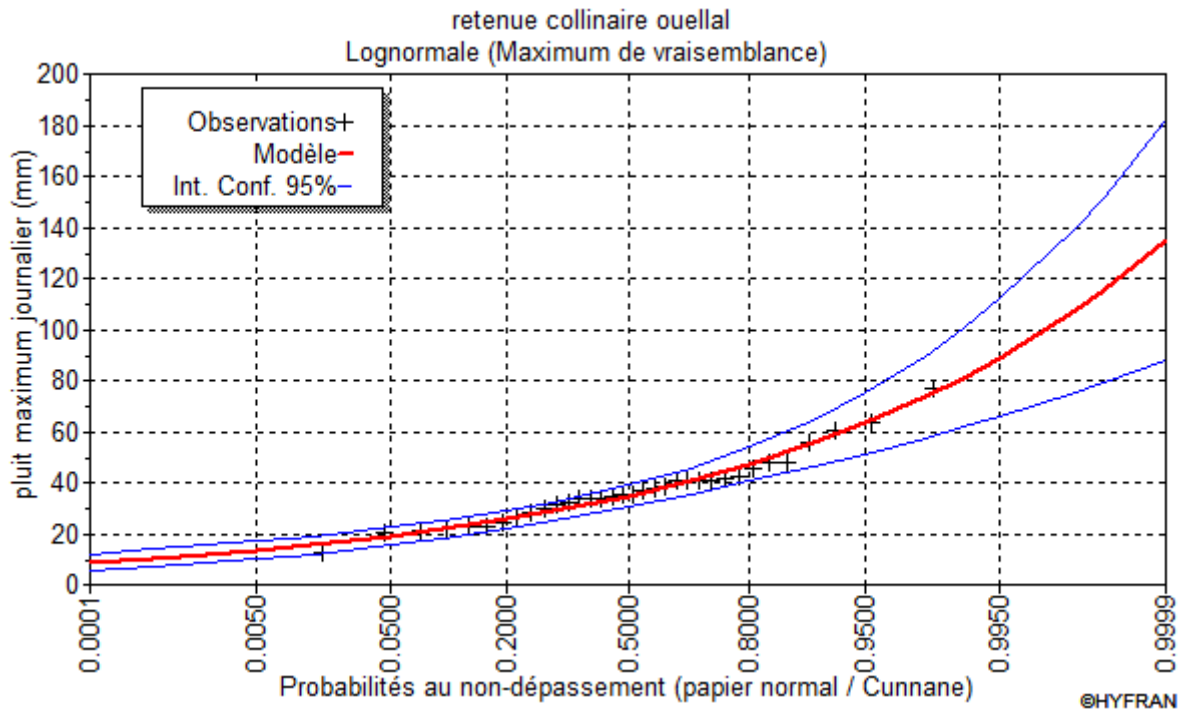


Figure III.09 : Représentation graphique de la loi de Log normal

*) **Test d'adéquation de la loi log normale :** (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 3.65$

p-value $p = 0.6013$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Caractéristique

Tableau III-10 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Log normale et de l'échantillon

Paramètres	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.00	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	37.1	37.0
Ecart-type	14.0	13.3
Médiane	34.7	35.6
Coefficient de variation (Cv)	0.377	0.359
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.19	0.920
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.60	3.88

c) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS (loi normale):

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.21)$$

(Fréquence au non dépassement)

U est la variable réduite de Gauss. Elle est donnée par $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau suivant :

Résultats de l'ajustement

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 50

Paramètres

$\mu = 36.95$

$\sigma = 13.2576$

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau III-11 : Résultat de l'ajustement à la loi normale

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	86.3	6.48	37.6 – 99.0
2000.0	0.9995	80.6	5.83	69.1- 92.0
1000.0	0.9990	77.9	5.53	67.1- 88.8
200.0	0.9950	71.1	4.78	61.7- 80.5
100.0	0.9900	67.8	4.43	59.1- 76.5
50.0	0.9800	64.2	4.05	56.2- 72.1
20.0	0.9500	58.8	3.52	51.9-65.7
10.0	0.9000	53.9	3.09	47.9- 60.0
5.0	0.8000	48.1	2.66	42.9- 53.5
3.0	0.6667	42.7	2.38	38.0- 47.3
2.0	0.5000	37.0	2.27	32.5- 41.4

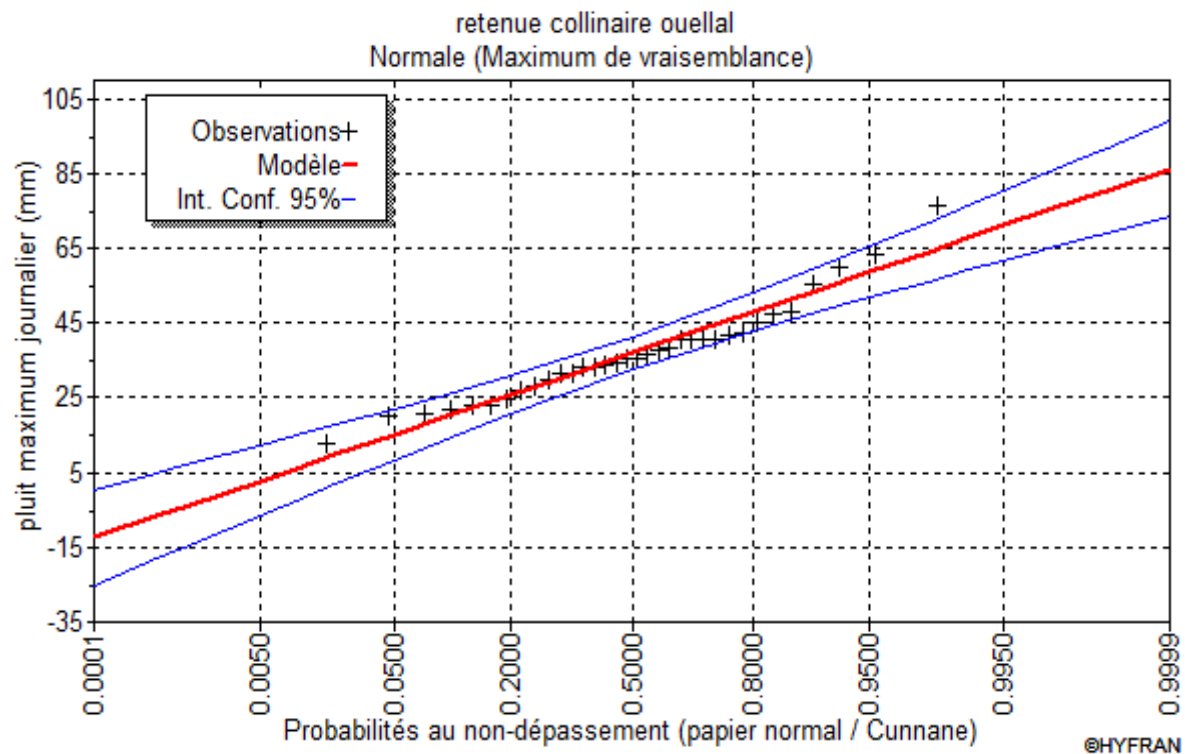


Figure. III-10 : Représentation graphique de la loi de Gauss (Normale)

***) Le test d'adéquation de la loi :**

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 5.53$

p-value $p = 0.3547$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

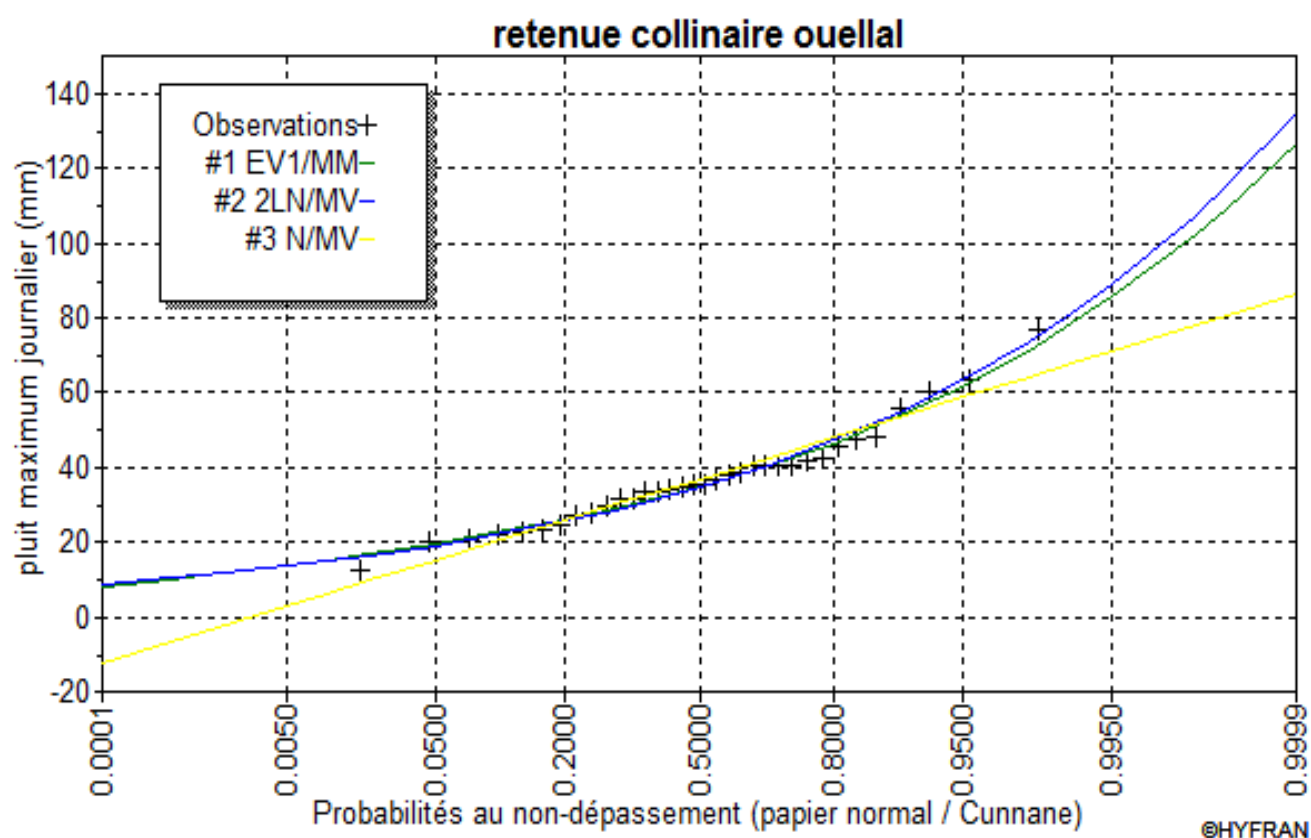
Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III-12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gauss et de l'échantillon

Paramètre	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.5
Maximum	Aucun	76.6
Moyenne	37.0	37.0
Ecart-type	13.3	13.3
Médiane	37.0	35.6
Coefficient de variation (Cv)	0.359	0.359
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	0.920
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.00	3.88

Comparaisons :

**Figure. III-11 :** Représentation graphique de la comparaisons.

Conclusion:

D'après les résultats obtenus à partir des quatre ajustements qui nous ont fait remarquer que les paramètres de modale d'ajustement Log Normale et plus proche aux paramètres de l'échantillon donc il est efficace comme il est montré dans la figure de comparaison entre les différentes méthodes d'ajustement.

III.3 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{tc, p\%} = P_{maxj, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

$t = T_c = 1.78 \text{ h.}$ (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0,32$)

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.23)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.14 et représente sur les figure I-14 et la figure I-15 respectivement :

Tableau III.13: Intensité pour les différentes fréquences

Période	10.0		20.0		50.0		100.0		1000.0	
Fréquence (%)	10		5		2		1		0,1	
Pmaxj,p(%) (mm)	55,4		63,3		73,5		81,1		107	
T(h)	Pmaxj,p% (mm)	IO (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	IO (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	IO (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	IO (mm/h)	Pmaxj,p% (mm)	IO (mm/h)
0,5	16,05	32,10	18,34	36,68	21,30	42,59	23,50	47,00	31,00	62,00
1	20,04	20,04	22,89	22,89	26,58	26,58	29,33	29,33	38,70	38,70
1.78	24,10	13,54	27,53	15,47	31,97	17,96	35,28	19,82	46,54	26,15
2	25,01	12,51	28,58	14,29	33,19	16,59	36,62	18,31	48,31	24,16
3	28,48	9,49	32,54	10,85	37,78	12,59	41,69	13,90	55,00	18,33
4	31,22	7,81	35,68	8,92	41,43	10,36	45,71	11,43	60,31	15,08
5	33,54	6,71	38,32	7,66	44,49	8,90	49,09	9,82	64,77	12,95
6	35,55	5,93	40,62	6,77	47,17	7,86	52,04	8,67	68,66	11,44
7	37,35	5,34	42,67	6,10	49,55	7,08	54,67	7,81	72,14	10,31
8	38,98	4,87	44,54	5,57	51,71	6,46	57,06	7,13	75,28	9,41
9	40,48	4,50	46,25	5,14	53,70	5,97	59,25	6,58	78,18	8,69
10	41,86	4,19	47,83	4,78	55,54	5,55	61,28	6,13	80,86	8,09
11	43,16	3,92	49,32	4,48	57,26	5,21	63,18	5,74	83,36	7,58
12	44,38	3,70	50,71	4,23	58,88	4,91	64,97	5,41	85,71	7,14
13	45,53	3,50	52,02	4,00	60,41	4,65	66,65	5,13	87,94	6,76
14	46,62	3,33	53,27	3,81	61,86	4,42	68,25	4,88	90,05	6,43
15	47,66	3,18	54,46	3,63	63,24	4,22	69,78	4,65	92,06	6,14
16	48,66	3,04	55,60	3,47	64,56	4,03	71,23	4,45	93,98	5,87
17	49,61	2,92	56,69	3,33	65,82	3,87	72,63	4,27	95,82	5,64
18	50,53	2,81	57,73	3,21	67,04	3,72	73,97	4,11	97,59	5,42
19	51,41	2,71	58,74	3,09	68,21	3,59	75,26	3,96	99,29	5,23
20	52,26	2,61	59,71	2,99	69,33	3,47	76,50	3,83	100,94	5,05
21	53,08	2,53	60,65	2,89	70,43	3,35	77,71	3,70	102,52	4,88
22	53,88	2,45	61,56	2,80	71,48	3,25	78,87	3,59	104,06	4,73
23	54,65	2,38	62,44	2,71	72,51	3,15	80,00	3,48	105,55	4,59
24	55,40	2,31	63,30	2,64	73,50	3,06	81,10	3,38	107,00	4,46

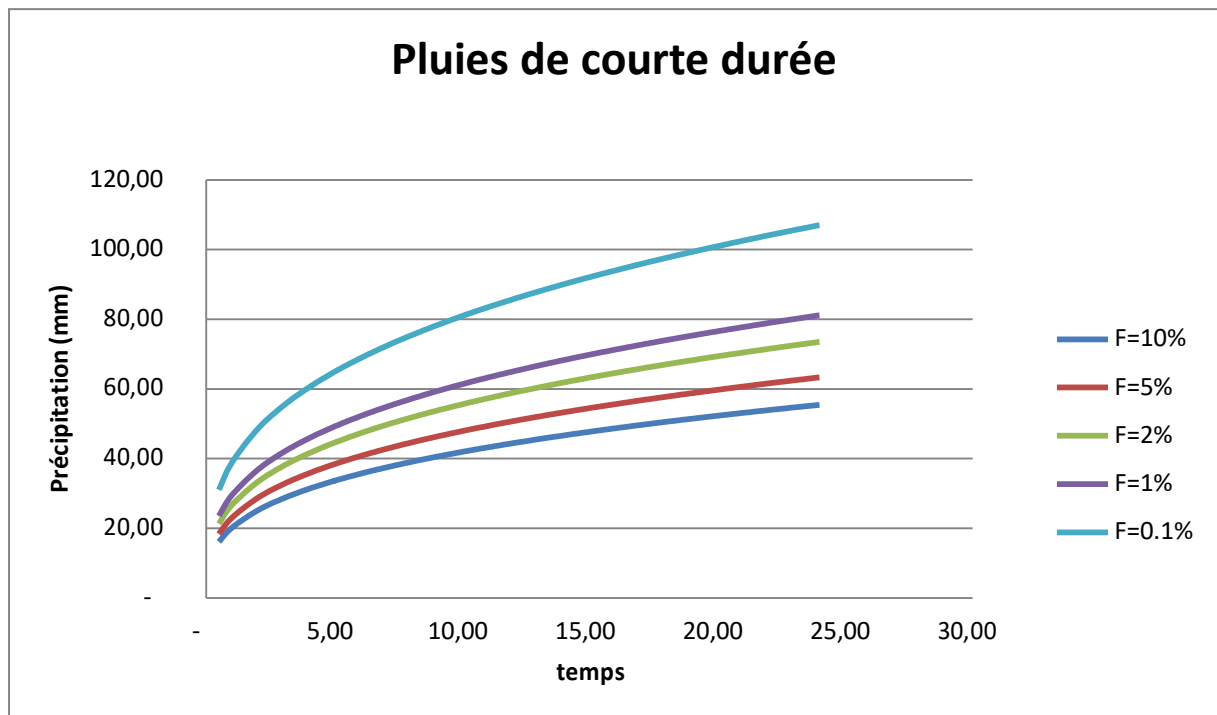


Figure III.12 La courbe des pluies de courte du

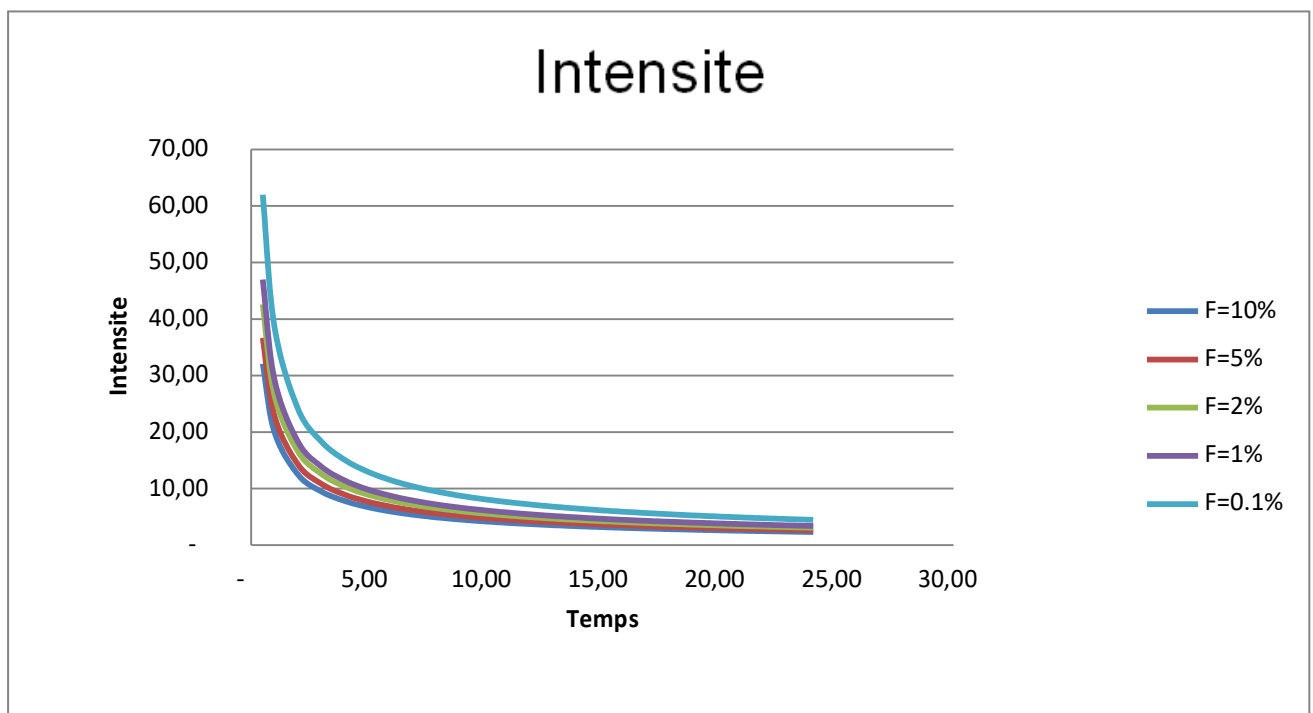


Figure III-13 La courbe des intensités.

III.4 Etude des apports :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

III.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :***Formules empiriques :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

a) Formule de l'ANRH :

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.24).$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

AN : $A_0 = 0.39 \text{ Hm}^3$

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.25).$$

Soit : $L_e = 23 \text{ mm}$

b) Formule de MEDINGEER:

On a: $L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.26)$

L_e : Lamme d'eau écoulée (m).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $L_e = 1.64 \text{ mm}$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.27)$$

Soit : $A_0 = 0.028 \text{ Hm}^3$

c) Formule de TURC :

$$Le = P_{moy} - D \dots\dots\dots (III.28)$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)^2}} \right] \dots\dots\dots (III.29)$$

L : Variable théorique $L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3$.

T_{moy} : Température moyenne annuelle

AN : $L = 848$; $D = 296,3\text{mm}$; $Le = 4.35\text{mm}$

$$A_0 = 0.075 \text{ Hm}^3$$

d) Formule de SAMIE :

$$Le = P_{moy}^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.30).$$

$$Le = 25.55 \text{ mm}$$

$$A_0 = 0.44 \text{ Hm}^3$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.14: récapitulatif des résultats

Formules	$A_0 \text{ (Hm}^3\text{)}$	Le (mm)
A.N.R.H	0.39	23
MEDINGUER	0.028	1.64
TURC	0.075	4.35
SAMIE	0.44	25.55

D'après les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre, on opte la valeur proche à la moyenne donc on adopte pour $A_0=0.39\text{Hm}^3$.

III.5 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par : $M_e = A_0 / T$ (III.31)

A_0 : Apport moyen annuel (mm);

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

$M_e=12.36$ l/s

B) -Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = M_e / S$ (III.32)

M_e : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km^2).

$M_0= 0.61\text{l/s/Km}^2$

C) -Lame d'eau écoulée

$L_e = A_0/S$ (III.33)

$L_e=14.49\text{mm}$

D) -Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ (III.34)

$C_e= 0.048$

Coefficient de variation :

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

1-/ Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_{er} - 0.063 \log (S + 1) \text{(III.35)}$$

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

$AN : C_v = 0,79$.

2-/ Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:

$$C_v = \frac{0,7}{(M_{er})^{-0,127}} \text{ (III.36)}$$

$AN : C_v =0,63$.

3-/ Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.37).$$

$$AN : C_v = 0,36.$$

4-/ Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_{er}^{0.27}) \dots\dots\dots (III.38).$$

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

$$AN : C_v = 0,86.$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau (III.15).

Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,79
OURKGUIPROVODKHOZ	0,63
L'ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0,86

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$C_v = 0,63.$$

III.5.1 Les Formules empiriques pour la détermination de la crue:**-1/ Formule de MALLET-GAUTHIER :**

Elle est exprimée par la relation:

$$Q_{max} = 2k \log(1 + A P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (III.39).$$

Avec: $Q_{max\%}$: débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

A: constante du bassin versant (20-30) adoptons A=20

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (300.65mm).

S : la superficie du bassin versant (17.27 km²).

L : longueur du talweg principal (5.26km).

K : constante dépendant des caractéristiques du bassin k (1-3)

On prend k=2.

T : période de retour.

$$Q_{\text{max},p\%} = \frac{2 \cdot 1 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,300) 17.27 \sqrt{1 + 4 \log T - \log 17.27}}{\sqrt{5.26}} = 12,73 \sqrt{4 \log T - 0,24}$$

Ces valeurs sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Débit de pointe d'après Mallet- Gauthier:

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{\text{max } p\%}$	24.68	28.36	32.59	35.46	43.65

2/ Formule de SOKOLOVSKI:

Sokolovski considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, chacune d'elle à sa propre équation.

Le débit maximum probable ($Q_{\text{max } p\%}$) est donnée par la formule de Sokolovski:

$$Q_{\text{max},p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{\text{ct}} - H_0) \cdot \alpha p \% \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots \text{(III.40).}$$

S : Superficie du bassin (Km²).

T_c : temps de concentration (h).

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

H_0 : Perte initiale $H_0 = 7\text{mm}$.

$\alpha p\%$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Avec:

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(III.41).$$

F: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. $F = \left[\frac{12}{(4 + 3\gamma)} \right]$

Tableau III.17 : Valeurs de γ en fonction de bassin versant.

Condition	Γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma=2 \Rightarrow$ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable.

D'où $F=1,2$.

Les résultats de calcul du débit ($Q_{\max p\%}$) sont inscrits dans le tableau suivant:

Tableau III.18: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour	10	20	50	100	1000
$P_{ct}(mm)$	24.1	27.53	31.97	35.28	46.54
$\alpha p\%$	0.29	0,32	0,36	0,38	0.44
$Q_{\max p\%} (m^3/s)$	16.70	22.06	29.51	35.37	56.86

-3/ Formule de TERRAZA:

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{\alpha P\% \cdot I_t \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots(III.42).$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$\alpha P\%$: Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_t : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

Tableau III.19: Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
$\alpha p\%$	0,29	0,32	0,36	0,38	0.44
I_{tc}	13.54	15.47	17.96	19.82	26.15
$Q_{maxp\%} (m^3/s)$	19.46	24.46	31.23	36.48	55.34

On regroupe tous les résultats, de chaque méthode dans le tableau suivant:

Tableau III.20: Récapitulatif des résultats de débit de crue

Formule	$Q_{10\%}$ (m^3/s)	$Q_{5\%}$ (m^3/s)	$Q_{2\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)
Mallet - Gauthier	24.68	28.36	32.59	35.46	45.65
Sokolovsky	16.7	22.06	29.51	35.37	56.86
Terraza	19.46	24.46	31.23	36.48	55.34

Commentaire :

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « TURRAZA » sont choisis pour les simples raisons suivantes :du fait que cette méthode tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, la surface de bassin versant, ainsi que la longueur du cours d'eau principal

III.5.2 Irrégularité des apports :

III.5.2.1 Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi de distribution PEARSON III qui est donnée comme suit :

$$A_{P\%} = \bar{A} (F_{P\%} \cdot C_v + 1) \dots \dots \dots (III.43).$$

$A_{P\%}$: Apport de fréquence donnée.

$\bar{A}$: Apport moyen annuel (Mm^3).

$FP\%$: Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de C_v , C_s et $P\%$.

C_v : Coefficient de variation.

C_s : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont données dans le tableau (III.21).

Tableau III.21: Les Apports fréquentiels.

Période de retour	5/4	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Fonction	-0.85	1.34	1.85	2.97	4.36
Apport (%) (Hm^3)	0.18	0.72	0.84	1.12	1.46

III.5.2.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.18 Mm^3$

Tableau III.22: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
Apport %	10.6	13.2	6.50	6.50	10.00	9.50	9.60	8.70	8.50	6.10	5.40	5.40	100
Apport (Mm^3)	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.18

III.5.2.3 Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad \text{Et l'autre pour la décrue exprimée par:}$$

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III.44)$$

$Q_{\max} (\%)$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

$t_m = t_c$ (pour des petits bassins). On a donc:

$t_m = t_c = 1.78 \text{ h}$ $T_d = \text{temps de descente}$ **$T_d = \delta \cdot T_m$**

δ = est évalué en fonction de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et du taux du boisement du bassin versant.

Tableau III.23: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

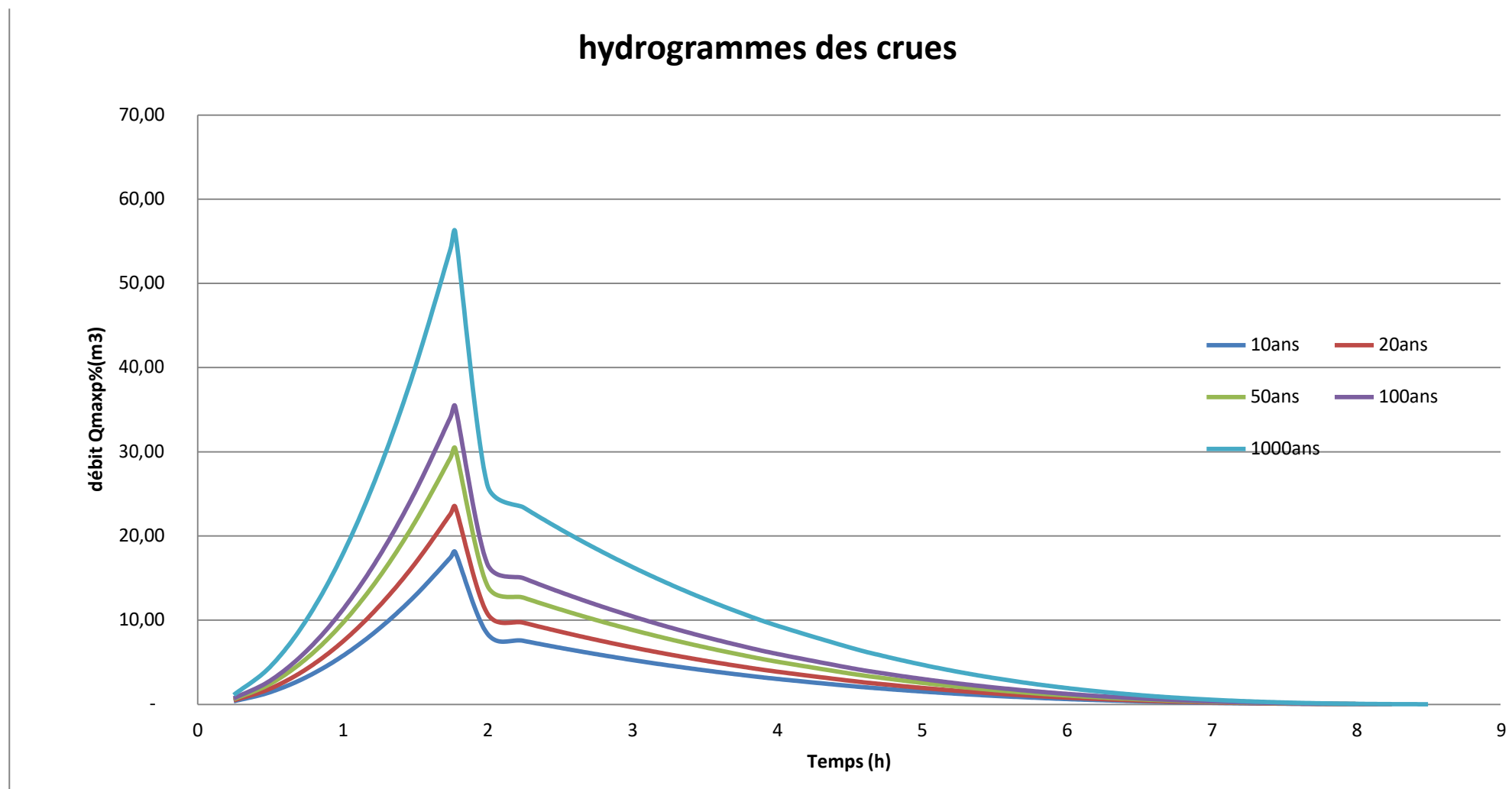
Description du cours d'eau	δ
Petits cours d'eau dans les bassins dénudés et de faible perméabilité	2÷2,5
Petits cours d'eau dans les bassins versants boisés ou perméables, moyen cours d'eau avec terrasses de lits moyens normales	3÷4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues	4÷7

$t_d = 4 \text{ h}$ $t_m = 7.12 \text{ h}$ $t_b = t_m + t_d = 8.9 \text{ h}$

Pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Berkeche ,on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%, 0.01%,les résultats obtenue anis que l'Hydrogramme de crues sont exposes dans le tableau I-21 et le fig. I-21

Tableau III.24: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Temps(h)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	-	0	0	0	0
0,25	0,36	0,46	0,60	0,70	1,11
0,5	1,43	1,85	2,40	2,79	4,43
0,75	3,21	4,16	5,39	6,28	9,96
1	5,71	7,40	9,59	11,16	17,71
1,25	8,92	11,57	14,98	17,44	27,67
1,5	12,84	16,66	21,57	25,12	39,84
1,75	17,48	22,68	29,35	34,19	54,22
1,78	18,08	23,46	30,37	35,37	56,10
2	8,43	10,84	14,15	16,74	26,14
2,25	7,54	9,70	12,67	14,99	23,40
2,5	6,72	8,65	11,29	13,36	20,86
2,75	5,97	7,67	10,02	11,86	18,51
3	5,27	6,78	8,85	10,47	16,34
3,25	4,63	5,95	7,77	9,19	14,35
3,5	4,04	5,20	6,78	8,03	12,53
3,75	3,50	4,51	5,88	6,96	10,87
4	3,02	3,88	5,07	6,00	9,36
4,5	2,18	2,81	3,67	4,34	6,78
4,75	1,83	2,36	3,08	3,64	5,69
5	1,52	1,96	2,56	3,02	4,72
5,25	1,25	1,60	2,09	2,48	3,87
5,5	1,01	1,30	1,69	2,00	3,13
5,75	0,80	1,03	1,35	1,59	2,49
6	0,63	0,80	1,05	1,24	1,94
6,25	0,48	0,61	0,80	0,95	1,48
6,5	0,35	0,46	0,60	0,70	1,10
6,75	0,25	0,33	0,43	0,51	0,79
7	0,18	0,23	0,30	0,35	0,55
7,25	0,12	0,15	0,19	0,23	0,36
7,5	0,07	0,09	0,12	0,14	0,22
7,75	0,04	0,05	0,07	0,08	0,12
8	0,02	0,02	0,03	0,04	0,06
8,25	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02

**Figure III.14** Hydrogrammes des crues

III.5.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peu engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- L'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- L'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- La précision.
- La bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III.25: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$Ig = Ia \times Id \times Ir.$$

Ia : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

Id : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

Ir : Représente les risques.

1/ Lorsque ($Ig = 1$), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ($Ig = 2$), cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquantennale.

3/ Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

Tableau III-25 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque Important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de Difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{max}(1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($Ig = 2$) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans $Q_{max} = 35.37 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.6.4 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, elles seront provoquées par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage.

La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclut dans la digue, on peut lui attribué une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{5\%} = 23.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.6 Apports solides et estimation du volume mort

Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, de la résistance de sol à l'érosion, liée elle-même à la végétation par la présence des racines, à la nature géologique des roches et au régime des pluies ainsi que des températures. C'est ainsi que les eaux du cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes :

- en suspension.
- par charriage.

III.6.1 Apport solide en suspension

- **Formule de TIXERONT:**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.21} \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

Ts : le transport solide en (t/Km²/an).

L₀ : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=92 (faible) .

Soit : Ts=177.73 (t/Km²/an).

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique.

III.6.2 Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

- **Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{Ts \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.46)$$

T : Durée de vie du barrage (10 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³);

S : Surface du bassin versant 17.27 Km² .

D'où **V_m = 0.019M m³** Pour 10 ans d'exploitation. **V_m=19183m³**

III.6.3 Régularisation des débits :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- La consommation totale ($M m^3$).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue sont illustrées dans les figures (Fig III.12 et 13) par la suite.

III.6.4 Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une cote minimale de 48.5 m et une cote maximale de 64.0 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.47)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau III-26 : Courbe topographiques et volumétriques.

Cote (m)	surface (Km ²)	Dénivelé δh (m)	volume (Hm ³)	volume cumulé (Hm ³)
48.50	0	0	0	0
50.00	0.001686	1.5	0.00126	0.00126
52.00	0.008379	2.0	0.010065	0.011325
54.00	0.02466	2.0	0.033039	0.044364
56.00	0.05822	2.0	0.08288	0.127244
58.00	0.100376	2.0	0.158596	0.285840
60.00	0.14177	2.0	0.242146	0.527986
62.00	0.18500	2.0	0.32677	0.854756
64.00	0.24273	2.0	0.42770	1.282455

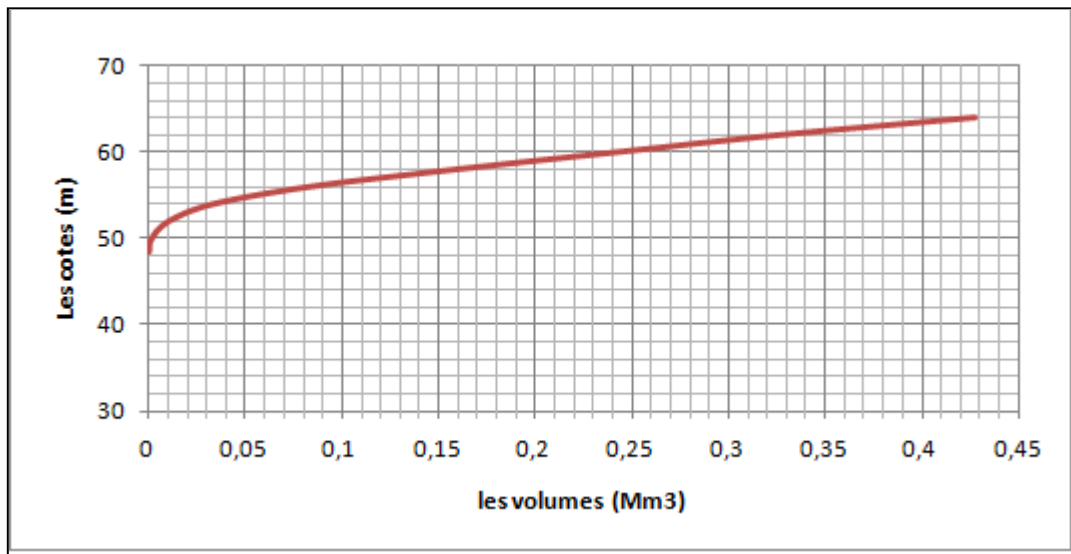


Figure III.14 : courbe capacité-hauteur.

III.6.5 Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Aouilal de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue après de la D.H.W est donnée au tableau suivant :

Tableau27 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
A80%	%	7.10	4.10	4.50	2.90	3.00	4.10	8.80	10.70	11.70	15.60	17.40	9.50	100
	(Mm ³)	0.01	0.007	0.008	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.18

III.6.6 Calcul du volume utile :

- **Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:**

Dans notre cas, la surface irriguée est de 40 ha, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m³.
- La consommation (U) en m³.
- Le volume mort.

- **Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:**

- 1). **Calcul des pertes:**

- *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots \text{(III.48)}$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5, 1.5)$.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots \text{(III.49)}$$

- *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{(III.50)}$$

E_s : évaporation mensuelle.

Tableau III.28 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0	0,019	0	0,019	0,019	0
Octobre	0,02	0,01	0,01	0,029	0,029	0	0,009	0,019	0,01
Novembre	0,02	0,007	0,013	0,042	0,042	0	0,02	0,019	-0,001
Décembre	0,01	0,008	0,002	0,044	0,044	0	0,033	0,033	0
Janvier	0,01	0,005	0,005	0,049	0,049	0	0,035	0,035	0
Février	0,02	0,005	0,015	0,064	0,07	-0,006	0,04	0,04	0
Mars	0,02	0,01	0,01	0,08	0,07	0,01	0,055	0,055	0
Avril	0,02	0,015	0,005	0,075	0,07	0,005	0,065	0,065	0
Mai	0,02	0,02	0	0,07	0,07	0	0,07	0,07	0
Juin	0,02	0,021	-0,001	0,069	0,069	0	0,07	0,07	0
Juillet	0,01	0,03	-0,02	0,049	0,049	0	0,069	0,069	0
Août	0,01	0,03	-0,02	0,029	0,029	0	0,049	0,049	0
Septembre	0,01	0,02	-0,01	0,019	0,019	0	0,029	0,029	0

Tableau III.29 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm3).

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,000	0,019	0	0,02	0,019	0
Octobre	0,02	0,0121	0,0079	0,027	0,027	0	0,08	0,02	-0,06497469
Novembre	0,02	0,0105	0,0095	0,036	0,036	0,00	0,09	0,09	0
Décembre	0,01	0,0118	-0,0018	0,035	0,035	0,00	0,10	0,10	0
Janvier	0,01	0,0085	0,0015	0,036	0,036	0,00	0,10	0,10	0
Février	0,02	0,0094	0,0106	0,047	0,047	0,00	0,10	0,10	0
Mars	0,02	0,0164	0,0036	0,050	0,050	0,00	0,11	0,11	0
Avril	0,02	0,0234	-0,0034	0,047	0,047	0,00	0,12	0,12	0
Mai	0,02	0,0298	-0,0098	0,037	0,037	0,00	0,11	0,11	0
Juin	0,02	0,0311	-0,0111	0,026	0,026	0,00	0,10	0,10	0
Juillet	0,01	0,0407	-0,0307	-0,005	-0,005	0	0,09	0,09	0
Août	0,01	0,0391	-0,0291	-0,034	-0,034	0	0,06	0,06	0
Septembre	0,01	0,0221	-0,0121	-0,046	-0,046	0	0,03	0,03	0

Remarque

D'après les résultats on remarque que les apports ne satisfait pas les besoins demandés à l'irrigation donc nous sommes obligés de démunir les besoins.

Tableau III.30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0	0,019	0	0,019	0,019	0
Octobre	0,02	0,011	0,013	0,032	0,032	0,000	0,006	0,019	0,013
Novembre	0,02	0,006	0,018	0,050	0,050	0,000	0,001	0,019	0,018
Décembre	0,01	0,007	0,007	0,057	0,057	0,000	0,002	0,019	0,017
Janvier	0,01	0,004	0,010	0,067	0,067	0,000	0,009	0,009	0,000
Février	0,02	0,005	0,020	0,087	0,041	0,046	-0,001	0,019	0,020
Mars	0,02	0,006	0,018	0,059	0,041	0,018	0,001	0,019	0,018
Avril	0,02	0,013	0,011	0,052	0,041	0,011	0,016	0,019	0,003
Mai	0,02	0,016	0,008	0,049	0,041	0,008	0,026	0,026	0,000
Juin	0,02	0,018	0,006	0,047	0,041	0,006	0,034	0,034	0,000
Juillet	0,01	0,023	0,009	0,031	0,031	0,000	0,041	0,041	0,000
Août	0,01	0,026	-0,012	0,019	0,019	0,000	0,031	0,031	0,000
Septembre	0,01	0,014	0,000	0,019	0,019	0,000	0,019	0,019	0,000

Tableau III.31: Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm³).

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2eme approximation)									
Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,0000	0,0190	0	0,02	0,019	0
Octobre	0,02	0,0136	0,0104	0,0294	0,0294	0	0,04	0,02	0,016
Novembre	0,02	0,0112	0,0128	0,0422	0,0422	0	0,05	0,05	0
Décembre	0,01	0,0122	0,0018	0,0440	0,0440	0	0,06	0,06	0
Janvier	0,01	0,0092	0,0048	0,0488	0,0488	0	0,06	0,06	0
Février	0,02	0,0106	0,0134	0,0622	0,0622	0	0,07	0,07	0
Mars	0,02	0,0152	0,0088	0,0710	0,0710	0	0,08	0,08	0
Avril	0,02	0,0252	-0,0012	0,0699	0,0699	0	0,09	0,09	0
Mai	0,02	0,0300	-0,0060	0,0638	0,0638	0	0,09	0,09	0
Juin	0,02	0,0320	-0,0080	0,0558	0,0558	0	0,08	0,08	0
Juillet	0,01	0,0390	-0,0250	0,0309	0,0309	0	0,07	0,07	0
Août	0,01	0,0394	-0,0254	0,0054	0,0054	0	0,05	0,05	0
Septembre	0,01	0,0173	-0,0033	0,0021	0,0021	0,0000	0,02	0,02	0

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 0.055 \text{ Mm}^3, V_d = 0.069 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 0.069 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 0.09 \text{Mm}^3$.

2) Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad \dots\dots\dots(\text{III.51})$$

sachant que $1\% < \zeta < 2\%$

$$\text{A.N : } \zeta = \frac{0.09 - 0.04}{0.09} \cdot 100 \quad \zeta = 1.63\%$$

Donc on admet le volume utile : $V_u = 0.069 \text{Mm}^3$.

Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 0.09 \text{Mm}^3$

La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 56.2 \text{m}$.

III.7 Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines de T_c durent donc peu et les volumes d'eau qu'ils roulent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande. La tranche comprise entre le seuil du déversoir et la cote des P.H.E sera faible.

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

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.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de *BLACKMORE*, la méthode *GRAPHIQUE*, la méthode de *KOTCHERINE* et la méthode grapho-analytique de *HILDEN BLAT*.

Et en fin, 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 ; vue que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

Principe de calcul :

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dh \dots\dots\dots(III.52)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots(III.53)$$

Et, $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

A/Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants :

L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.

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 NNR ;

Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots(III.54).$$

Où :

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 déduit le débit de crue laminée.

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III.55)$$

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

A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III.56)$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

$g = 9,81$ accélération de la pesanteur ;

L : largeur de déversoir ;

H_d : charge sur le déversoir.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges ' H_d ' et différentes largeurs du seuil déversant ' b ' de l'évacuateur de crues.

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$Et \quad S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (III.57)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.58)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 14 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III.59)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.60)$$

Ou :

H_o : la charge globale.

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$: La charge dynamique liée a la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calcule pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux et les Figures suivantes :

Tableau III.32 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.

Données initiales	
g	$9,81 \text{ m}^2/\text{s}$
α	1
$Q_{1\%}$	$35.37 \text{ m}^3/\text{s}$
$V_{crue \ 1\%}$	1133254.8 m^3
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau III.33: 1 ème étape de calcul.

largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	$V_{forcé}$
(m)	(m)	(m^3/s)	(m^2)	(m/s)	(m^3)
16	0,5	12,278	8	1,5347	41000
14	0,8	21,742	11,2	1,9413	61000
12	1	26,045	12	2,1704	81000
10	1,2	28,531	12	2,3776	91000
8	1,4	28,763	11,2	2,5681	111000
5	1,8	26,207	9	2,9119	141000

Tableau III.34 : 2ème étape de calcul.

hauteur m	vitesse m/s	hauteur m	debit m3/s					
			b=16	b=14	b=12	b=10	b=8	b=5
0,5	1,5347	0,5	12,278	10,743	9,208	7,67	6,139	3,837
0,8	1,941	0,992	34,315	30,026	25,736	21,447	17,158	10,723
1	2,170	1,240	47,957	41,962	35,968	29,973	23,978	14,99
1,2	2,378	1,488	63,041	55,161	47,281	39,401	31,520	19,7003
1,4	2,568	1,736	79,441	69,511	59,580	49,65	39,720	24,8252
1,8	2,912	2,232	115,81	101,34	86,860	72,383	57,907	36,1917

Tableau III.35 : 3 ème étape de calcul.

h (m)	V _{forcé} (m ³)	q (m ³ /s)	Debit (m ³ /s)					
			b=16	b=14	b=12	b=10	b=8	b=5
0,5	41000	34,09035	12,278	10,743	9,2083503	7,6736	6,13890023	3,83681
0,8	61000	33,46613	34,315	30,026	25,736345	21,447	17,1575633	10,7235
1	81000	32,84191	47,957	41,962	35,967636	29,973	23,9784237	14,9865
1,2	91000	32,5298	63,041	55,161	47,280685	39,401	31,5204565	19,7003
1,4	111000	31,90558	79,441	69,511	59,580472	49,65	39,7203149	24,8252
1,8	141000	30,96925	115,81	101,34	86,860164	72,383	57,9067762	36,1917

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure suivant :

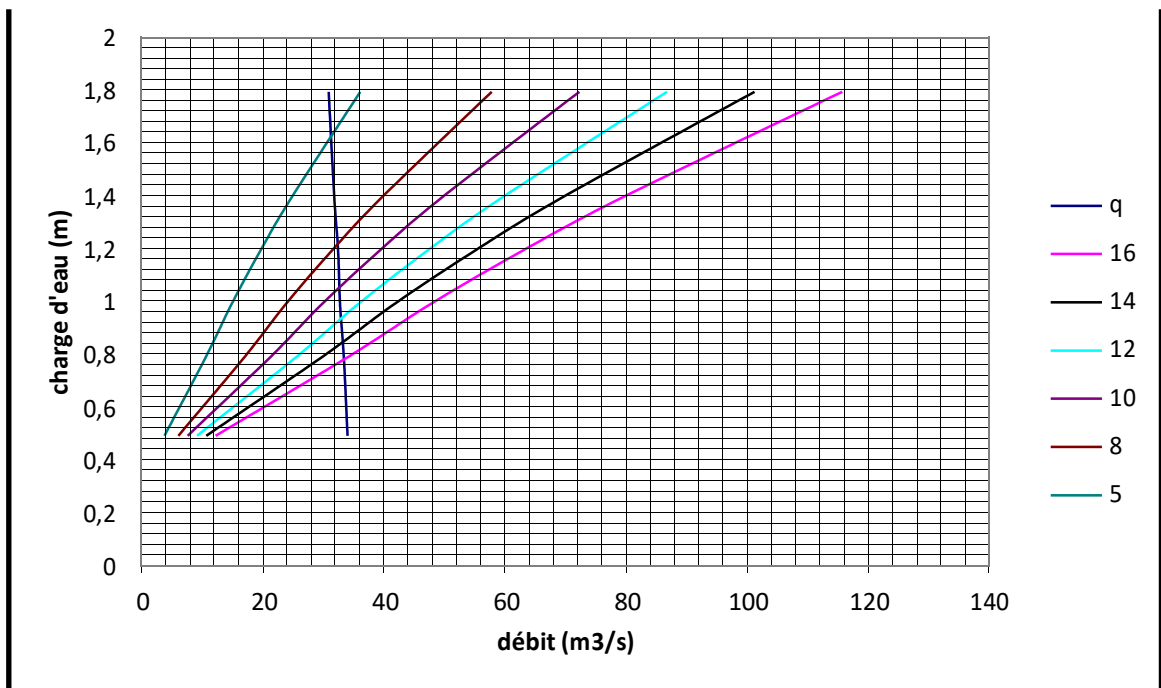


Figure III.15 : Courbe de $H=(Q, q)$

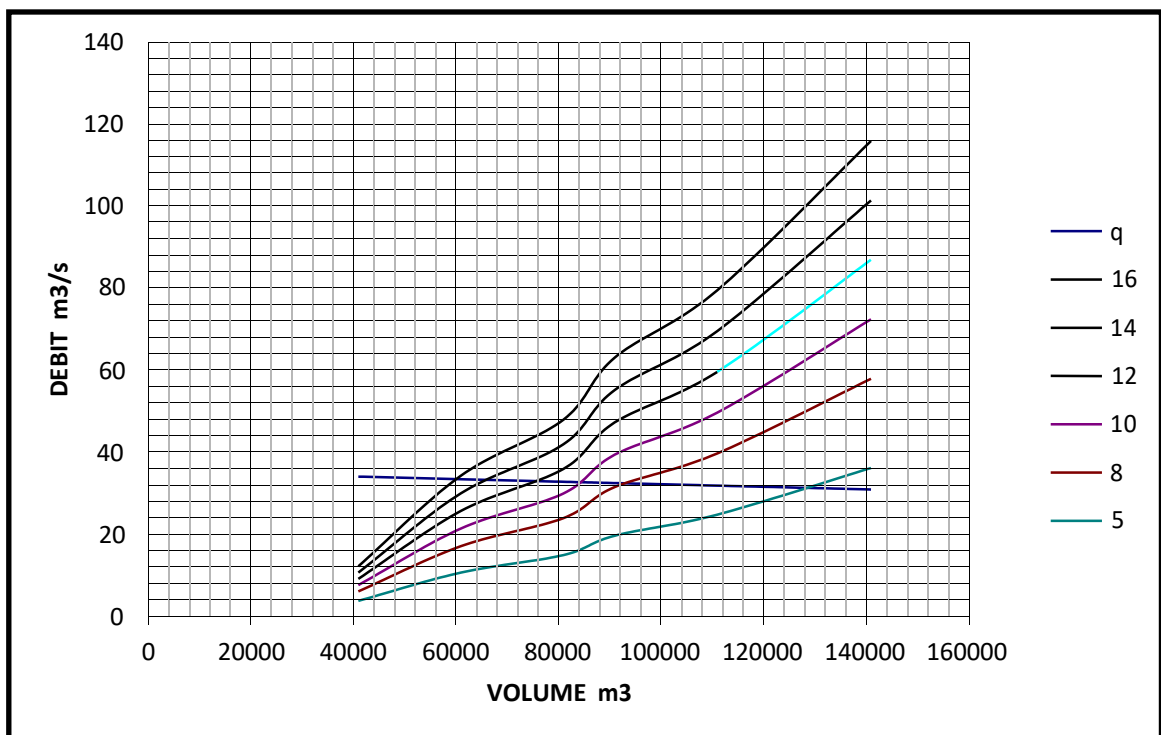


Figure III.16 : courbe de $V=f(Q, q)$

du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau suivant :

Tableau III.36 : volume forcé et lame déversant

b	H	NPHE	q	V _{forcé}
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)
16	0,5	56,7	12,278	0.041
14	0.8	57	21,742	0.061
12	1	57,2	26,045	0.081
10	1.2	57,4	28,531	0.091
8	1.4	57,6	28,763	0.111
5	1.8	57,8	26,207	0.141

Introduction

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux Constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise même des roches altérées facilement compactables, telles que les latérites, les schistes et grès tendres...etc.

IV.1 Choix du site du barrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, l'axe du barrage est, toujours choisi conformément et exclusivement aux conditions et critères économiques, sécuritaire et de facilités d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes le choix de l'axe est conditionné par :

- La projection de l'axe doit être, dans la mesure du possible, perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.1.1 Situation et choix de l'axe d'implantation

Le choix de l'axe du barrage d'AOUJLLAL est dicté par les contraintes topographiques. On cherche habituellement des sites présentant des triplets intéressants suivants :

- Surface de bouchures,
- Volume de cuvette,
- Déplacement de population ou d'infrastructures

Sites étudiés

Le site est caractérisé par des formations néritiques et dépôts du quaternaires recouvrant partiellement un faciès marno-calcaire de l'Eocène inférieur.



Figure IV-01 : Site de la retenue collinaire

IV.2 Choix du type du barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- La topographie du site

L'analyse du site, du point de vue topographique consiste, en premier lieu, à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et ces ouvrages annexes.

- La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type du barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra le mieux à un barrage poids, mais un site encore plus étroit conviendrait à une voûte lorsque les fondations le permettent.

- Les conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

Les fondations graveleuses conviennent, en général, pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risques de renard), et les tassements différentiels.

Les fondations argileuses, impliquent directement, le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

- Les matériaux de construction

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité, joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des exigences citées, mais aussi proche que possible des zones d'emprunts. En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.2.1 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour la réalisation du barrage :

IV.2.1.1 Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage

- Morphologie douce à modérée - vaste cuvette plus au moins ouverte stable et étanche.
- Conditions de fondation

En fond de vallée : Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est comblé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles, formées par l'abondance de matériaux pulvérulents tels que les graviers et sables, faiblement argilo-limoneux (terrasses).

- Au niveau de la rive gauche, on rencontre directement le substratum constitué de marnes bleuâtres, altérées en surface.
- Au niveau de la rive droite, le substratum marneux est masqué par une couche d'argiles colluvionnaires renfermant parfois des débris graveleux.
- Les argiles colluvionnaires situées sur les flancs de la cuvette, sont imperméables.
- L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire Oued AUOLLAL est totalement garantie par les marnes du substratum et les particules fines généralement argileuses colluvionnaires, qui sont imperméables et qui jouent le rôle d'un bon tapis étanche.

IV.2.1.2 Matériaux de construction pour la réalisation du barrage

A - Matériaux d'étanchéité

Les matériaux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue (remblai), seront exploités des argiles qui se trouvent sur le flanc gauche de la cuvette du barrage collinaire (voir plan de prospection in situ).

B - Matériaux pour Rip-Rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des bancs de calcaires situés dans la région. Ils sont constitués de calcaires en bancs épais, de bonnes propriétés géotechniques surtout à l'état saturé. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis à vis les mouvements des vagues.

En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, elle favorise l'implantation de tous types de digues, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante digue en béton.

De ce fait ; Nous avons les variantes suivantes :

- o Barrage zoné a noyau d'argile.
- o Barrage en terre homogène.
- o Barrage en enrochement avec masque en béton.

IV.3 Variantes à choisir

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

IV .3.1 Types des barrages en remblai à envisager**IV.3.1.1 Barrage homogène**

Il est constitué d'un seul matériau et comprend :

- Un talus amont protégé contre l'érosion des vagues par un enrochement ou un perré.
- Un talus aval empierré engazonné.
- Un tapis drainant protéger par un filtre est disposé, sous le talus aval, ce tapis à pour but de rabattre les courants, afin d'augmenter la stabilité du talus aval.

IV.3.1.2 Barrage zone à noyau en argiles

Il comprend :

- Un noyau imperméable disposé au centre ou vers l'amont.
- Des recharges perméable ou semi-perméables.
- Le noyau assure l'étanchéité, les recharges la stabilité.

IV.3.1.3 Barrage en enrochement à masque en béton

Il est identique au barrage zoné, sauf que les recharges sont constituées par des enrochements, ce qui permet de raidir les pentes et de diminuer le volume des matériaux en remblai.

IV.4 Définition de profil général du barrage

IV.4.1 Hauteur de barrage

IV.4.1.1 Calcul de la revanche

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

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{H}{V} \quad \text{(IV-01)}$$

$$H = 0,75 + 0,34 F + 0,264 F \quad \text{(IV-02)}$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit inférieure à 18 kilomètres.

$$F = 0,41 \text{ km.}$$

A.N:

$$H = 0,75 + 0,34 * 0,41 + 0,264 * 0,41 = 1\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2 * 1 = 3,5\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 + \frac{1}{3,5} = 1,37\text{m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 + \frac{H}{V}$$

$$H = 0,5 + 0,33 F \quad \text{(IV-03)}$$

$$\text{Donc : } H = 0,75 + 0,34 * \sqrt{F} = 0,97\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2 * 0,97 = 3,44\text{m/s}$$

$$R = 0.75 + \frac{H}{10} = 1.35 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{H} = 1.19 \text{ m} \quad (\text{IV-04})$$

Tableau IV-01 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

Formules utilisées	Valeurs
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,31m
Formule de MALLET et PAQUANT	1,26m
Formule Simplifiée	1,19m

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : $R=1,26\text{m}$

Donc :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \quad (\text{IV-05})$$

$$H_b = 56.2 - 48.5 + 1.5 + 1.26 + 0.1 = 10.56 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0.1$ mètre pour le tassement des petits barrages.

IV.4.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

a) Formule de KNAPEN T

$$b_{cr} = 1.65 \sqrt{H} \quad (\text{IV-06})$$

b) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1.1 \sqrt{H}) + 1 \quad (\text{IV-07})$$

c) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3.6 - \sqrt{H} - 3 \quad (\text{IV-08})$$

d) Formule pratique

$$b_{cr} = 5 / 3 \sqrt{H} \quad (\text{IV-09})$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV-02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

Formules	bcr (m)
KNAPPEN	5,54
PREECE	4.6
SIMPLIFIEE	4.94
PRATIQUE	5,76

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 6 \text{ m}$.

IV.4.3 longueur en crête

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

L = 177m.

IV.4.4 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, comme le montre le tableau ci après :

Tableau IV-03 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène - A zones	2,5 2	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 on choisit les pentes.

IV.4.5 Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « Amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.5 Barrage en terre homogène

IV.5.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV-03 on a :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.5.2 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.

IV.5.2.1 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.

IV.5.2.2 le talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

– **Première méthode**

$$e = C V^2 \dots\dots\dots (IV-10)$$

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-04 : Valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1:3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale à 1/3,
D'où La valeur de C est donnée 0.025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.30 \text{ m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52.e^3.\delta \dots\dots\dots (IV-11)$$

$$W = 0.0157 \text{ tonne.}$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt{\frac{W}{\theta}} = \sqrt{\frac{0.0157}{2.65}} = 0,022 \text{ m}$$

On opte pour un diamètre égal à 0,25 cm

– Deuxième 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-05 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin(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

Pour notre retenue la hauteur de la vague varie entre 0.60 et 1.20 m, donc on peut prendre l'épaisseur de la couche d'enrochement égale à 0.40 m avec un Dmin égal à 0.30 m.

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement.

IV.5.3 Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue stabilité sous chargements statique et dynamique.

Dans le cas où un système de drainage, bien adapté pour le remblai, n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage. De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques. Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

IV.5.3.1 But du drainage

Quelque soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau structurelles ou accidentelles. La fonction de drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise pas à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

- a) Baisse de la ligne de saturation.
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement.
- c) Réduction de la pression interstitielle : Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai

IV.5.3.1.1 Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

A - Dimensionnement du Drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre nous disposons, habituellement, dans la partie avale 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.

$$L_d = \frac{L_b}{2} \quad \text{..... (IV-12)}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 62$ m].

Donc : $L_d = \frac{62}{2} = 31$ m

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{1}{2} * (\sqrt{L^2 + H^2} - L) \quad \text{..... (IV-13)}$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (24,83m); L^2

H : différence de charge entre la retenue et le drain (7,7m). H^2

Donc :

$$L_d = \frac{1}{2} * (\sqrt{24,83^2 + 7,7^2} - 24,83) = 0,60 \text{ m}$$

On prend : $l_d = 1$ m

B - Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1 m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai

$$N_{dr} = 56,20 \text{ m}$$

C - Dimensionnement du drain prisme

• Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 2) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2 = 1,5$$

• Hauteur

$$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \quad \text{..... (IV-14)}$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 10,56$ m)

On prend $H_{dr} = 0,2 H_b$

On aura : **$h_{dr} = 2,00$ m**

• largeur au sommet

On va prendre : **$b_{dr} = 1$ m**

• largeur en base du drain

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$ (IV-15)

B= 7.00 m

IV.6 Barrage zoné a noyau d'argile

Fruits des talus d'après le tableau IV-03 on à :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

IV.6.1 le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

Remarque : Nous avons évité d'herber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus.

IV.6.2 le talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation V par la formule IV-10 :

$$e = C \cdot V^2$$

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-06 : valeur de c en fonction du poids spécifique

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 :3	0,028	0,023	0,023

Nous avons un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$, et une pente égale a 1/3, D'où la valeur de C est donnée 0.025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0.30 m**

IV.6.3 Etanchéité du barrage

IV.6.3.1 Noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (IV-16)$$

I_{adm} : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau IV-07 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	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	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IVème classe. Alors, on prend $I_{\text{adm}}=1,95$

$$I_{\text{adm}} = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (IV-17)$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=7,7$ m)

$$b_{\text{moy}} = \frac{L_n + b_c}{2}$$

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{H_b}{\tan \alpha} \dots\dots\dots (IV-18)$$

$L_{n,s} = 1.66$ m . On adopte pour **$L_n = 2$ m**

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{\text{base}} = L_n + 2.mn.H_n \dots\dots\dots (IV-19)$$

mn : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale à $m_1=m_2=0,40$)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n = H_b - 1 = 9$ m

$$b_{\text{base}} = 2 + 2 \cdot 0,49 = 9\text{m}$$

B. Drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage. Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1 Dimensionnement Du 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.

$$L_d = \frac{L}{3} \quad \text{.....(IV-20)}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 84\text{m}$].

Donc : $L_d = \frac{84}{3} = 28\text{m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 - H^2} - L \right) \quad \text{..... (IV-21)}$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (24,83m);

H : Différence de charge entre la retenue et le drain (7,7m).

$$\text{Donc : } l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{24,83^2 - 7,7^2} - 24,83 \right) = 0,60\text{m} \quad \text{On prend : } l_d = 1\text{m}$$

B.2 Dimensionnement du drain prisme

• **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m_2 = 1,5$$

• **Hauteur:** $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 10,00\text{m}$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$

- On aura : **hdr=2.00m**

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **bdr = 1 m**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = bdr + (m_1 + m_2) \text{hdr}$ Donc : **B= 7.00 m**

IV.7 Barrage en enrochement a masque en béton

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 10 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2= 2,5$),

IV.8 Fixation du choix définitif du type de barrage

Du moment que l'on dispose de sols fins, de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), de là, la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose et se présente comme la plus économique.

Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit, donc pas, de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on peut réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval, ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement de la même manière que les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières.

Ce type de solution présente, toutefois, l'inconvénient d'une mise en oeuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. L'autre inconvénient consiste en la nécessité de séparer, par des filtres de transition, les différentes zones. Par contre, et surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

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 à une étanchéité artificielle.

Deux techniques sont plus particulièrement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation.
- Les zones d'emprunts.
- L'existence de carrière de matériaux de construction.
- La distance des zones d'emprunts.
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...).
- La sismologie.
- Le volume des matériaux de construction.
- Le dispositif d'étanchéité.
- La technologie de réalisation, coûts,

IV.9 Etude comparative

Une étude de comparaison/approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis, paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV.9.1 Calcul des volumes

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV-22)$$

Où:

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe " i " est déterminée ainsi :

$$S_i = [(b_{cr} * B_{pi}) / 2] * H_{bi} \dots\dots\dots (IV-23)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

Où : m_1 , m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n \dots\dots\dots (IV-24)$$

Avec :

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes. Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV -08 : Coûts des variantes étudiant

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge	14231.4	800	11.38	13,46
	Enrochement	824.64	2050	1.69	
	Drain	645	600	0,38	
Zoné	Recharge	12024.78	800	9.62	16.86
	Noyau	12864.45	500	6.43	
	Rip-Rap	672.34	1200	0.81	
Avec masque	Recharge	13126.24	1100	14.44	36.43
	Béton	1832.29	12000	21.99	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène.

Variante choisie

V.1 Conception de la Digue

V.1.1 Revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement des vagues, et par conséquent le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène peut facilement aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de déferlement des vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le NPHE et la côte de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même dépendant du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

Pour notre cas nous avons opté pour une revanche $R = 1,26\text{m}$.

V.1.2 Hauteur du barrage

Elle est obtenue par la relation suivante:

$$H_b = \text{CNNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (V-01)$$

CNNR : La cote au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

C_f : La cote d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : Tassement [m].

$$H_b = 65.2 - 48.5 + 1.5 + 1.26 + 0.1 = 10.56 \text{ m.}$$

V.1.3 Largeur en crête

La largeur du couronnement est fixée à 6 m

V.1.4 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant:

Tableau V-01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol 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 V-01 est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

V.1.5 Bermes

Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

V.1.6 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, comme montre le tableau ci après :

Tableau V-02 : Valeurs indicatives des pentes des talus

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

Pour les talus on prend

Le fruit amont est : $m_1=3,0$

Le fruit aval est : $m_2=2.5$

V.1.7 Protection des talus

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

A - Talus aval

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

Remarque : Il y a lieu d'éviter d'herber le parement du talus aval, car notre région est située en zone semi aride ou les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires voire nulles.

Rigole sur berme : La rigole sur berme aval a pour but de collecter et véhiculer les eaux de précipitations vers le pied de la digue pour finir dans le lit de l'Oued.

B - Talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

– **Première méthode**

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V-02)$$

D'où

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

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

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

Tableau IV-03 : Valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1:3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/3,

D'où la valeur de C est donnée 0.025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0.30 \text{ m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52 \cdot e^3 \cdot \delta \dots\dots\dots (V-03)$$

$W = 0.0157 \text{ tonne}$.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$D_p = 0,22 \text{ m}$

On opte pour un diamètre égal à 0,25cm

– **Deuxième méthode**

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

Tableau V-04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin(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

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m $e = 0,40$ m.

$D_{min} = 0,30$ m Nous prenons une épaisseur égale à 0,40 m.

$e = 0,40$ m

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm.

V.1.8 Drainage de la digue

V.1.8.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains

V.1.8.1.1 Filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux cotés du drain, La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;

- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

V.1.8.1.2 Drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée.

Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

V.1.8.1.3 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI.

Elles s'énoncent comme suit : Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité — ;

Condition de non entraînement des fines —

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Le plus souvent, pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

2 —

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

A. Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

-Dimensionnement du 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.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad \text{..... (V-04)}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b=62\text{m}$].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{62}{3} = 21 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} (L^2 - H^2 - L) \quad \text{..... (V-05)}$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (24,83m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (7,7m).
 Donc : $L_d = 1/2 * (\sqrt{H^2 - 24,83}) = 0,60\text{m}$
 On prend : $ld = 1\text{m}$

A.1 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai

$N_{dr} = 56,20\text{ m}$

A.2 Dimensionnement du drain prisme

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1 = 1,5$

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$ on prend $m_2 = 1,5$

- **Hauteur:**

$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (V-06)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 10,00\text{m}$)

On prend : $H_{dr} = 0.2 H_b$

On aura : $h_{dr} = 2.00\text{m}$

- **Largeur au sommet :**

On va prendre : $b_{dr} = 1\text{ m}$

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (V-07)$

$B = 7.00\text{ m}$

B. Calcul des filtres

Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

Condition 1

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \geq \sqrt{n} \cdot (1+0,05) \quad \text{..... (V-08)}$$

D'où

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 : Condition de (TERZAGHI ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \geq \frac{D_{15}}{d_{85}} \quad \text{..... (V-09)}$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B.1 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad \text{..... (V-10)}$$

$$\frac{D_{50}}{d_{50}} \geq \frac{D_{50}}{d_{50}} \quad \text{..... (V-11)}$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,00087\text{mm}$;

$d_{50} = 0,072\text{mm}$;

$d_{85} = 3,1 \text{ mm}$.

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$-0,0104 \text{ mm} < D_{15} < 0,0348 \text{ mm} ;$$

$$-0,864 \text{ mm} < D_{50} < 4,176 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,0226 \text{ mm}$; $D_{50} = 2,52 \text{ mm}$.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$d_{15} = 0,0004 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,045 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,75 \text{ mm}.$$

$$- 0,0048 \text{ mm} < D_{15} < 0,016 \text{ mm}$$

$$- 0,54 \text{ mm} < D_{50} < 2,754 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes $D_{15} = 0,0104 \text{ mm}$, $D_{50} = 1,647 \text{ mm}$.

B.2 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

Filtre 1

Condition 1

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \sqrt{n} > (1+0,05) \frac{D_{50}}{d_{50}}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du gravier :

$$D_5 = 0,0009 \text{ mm} ; D_{10} = 0,002 \text{ mm} ; D_{15} = 0,026 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,0016 \text{ mm} ; D_{60} = 0,012 \text{ mm} ; D_{85} = 1,8 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 6 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,37 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,56 > 0,33$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

Condition de (TERZAGHI 1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \sqrt{n} > (1+0,05 \eta) \frac{D_{50}}{d_{50}}$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2**Condition 1**

$$n = n_0 \sqrt{1 + 0,05\eta}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,00093 \text{ mm}; D_{10} = 0,00097 \text{ mm}; D_{15} = 0,00094 \text{ mm};$$

$$D_{17} = 0,001 \text{ mm}; D_{60} = 0,006 \text{ mm}; D_{85} = 0,15 \text{ mm};$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6,18 \text{ Coefficient d'hétérogénéité};$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,38;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,93 > 0,35$$

La condition est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 (zone de transition)**Condition de (TERZAGHI ,1942)**

$$\frac{D_5}{D_{17}} > \frac{D_{15}}{D_{60}}$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

Conclusion

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

C. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain**Condition de perméabilité**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > \frac{D_{60}}{d_{60}} \quad (V-12)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0,0226 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0,0104 \text{ mm.}$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines

..... (V-13)

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : Diamètre correspondant à 85% de l'argile

$D_{15} = 0,104 \text{ mm}$

$d_{85} = 0,75 \text{ mm}$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

V.2 Etanchéité du barrage

V.2.1 Clé d'ancrage

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôt.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par le substratum marneux imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Néanmoins la présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed roek sain imperméable après décapage de son toit altéré afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 5m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

En prend $b = 4 \text{ m}$. Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

V.2.2 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée).

Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisant de matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, pour cela, d'adopter un

dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.2.3 Protection contre l'envasement

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à $177.73 \text{ T/km}^2/\text{an}$, cette valeur comporte un volume d'envasement estimée à 0.019 M m^3 dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 10 ans.

Afin de prolonger la durée de fonctionnement de la retenue collinaire, il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée. La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

V.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont dues aux infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations. Donc, établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue et déterminer le gradient de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considéré sous deux aspects différents, d'une part, elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ceci sous l'influence de l'effet de renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine où l'eau s'infiltre sous pression permettant l'apparition des cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations permettent de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

-Hypothèse de calcul

Afin d'effectuer les calculs de filtrations, d'une manière aisée, nous serons amenés à :

- admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.3.1 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 débit 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.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2}{2d} \quad \text{.....(V-14)}$$

On se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{.....(V-15)}$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7 \cdot b$.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;

(Déterminé graphiquement).

h : Hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

-Niveau de la Retenue Normale (NNR):

Au niveau normal de la retenue :

$$b = 23,1\text{m}$$

$$L' \text{emprise de barrage} : L_b = 62,00\text{m}$$

$$d = L_b - 0,7 * b - L_d \text{ d'où } d = 25.16 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc : } Y_0 = 0,67 \text{ m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y = \sqrt{1,35X + 0,45}$$

Tableau V-05 : Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	0,67
2	1,77
4	2,42
6	2,92
8	3,35
10	3,73
12	4,08
14	4,40
16	4,70
18	4,97
18,15	5,00

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \text{---} = 0,67 \text{(V-16)}$$

D'après Casagrande (1937) :

$$c = \text{---} = 0,31$$

$$\Delta a = 0,20\text{m}$$

$$a = 0.46\text{m}$$

V.3.2 Calcul d'infiltration

V.3.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (V-17)$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10⁻⁸m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{y_0}{L} \text{ et } A = y \cdot I$$

Donc:

$$q = k \cdot y \cdot \frac{y_0}{L} \dots\dots\dots (V-18)$$

Avec : $y = y_0$

D'où : $q = K \cdot y_0 \cdot m^3/s/ml$.

Le débit total à travers le barrage sera donc $= q \cdot L$

Tableau V-06 : Débit de fuite à travers la digue

Y0(m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
0.67	10 ⁻⁸	0.67*10 ⁻⁸	1.2*10 ⁻⁶

V.3.2.2 Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V-17):

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (K=10⁻⁷ m/s)

I: Gradient hydraulique. $I = H_1/L_b \dots\dots\dots (V-19)$

(H₁= charge d'eau dans retenue, L_b= 62.00m L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A = T \cdot 1$

(T=1m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K \cdot I \cdot T$

Tableau V-07 : Débit de fuite de la Fondation

Hb(m)	I	K (m/s)	q (m³/s/ml)	Q (m³/s)
10.00	0.12	10^{-7}	$0,12 \cdot 10^{-7}$	$0,21 \cdot 10^{-5}$

V.3.2.3 Barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V-08 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	barrage
$1,2 \cdot 10^{-6}$	$0,21 \cdot 10^{-5}$	$0,33 \cdot 10^{-5}$

V.3.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**V.3.3.1 dispositif d'étanchéité**

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots (V-20)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue.

δn : Epaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau-09 : Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	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	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à IVème classe, alors on prend $I_{adm}=1,95$

Donc : $\Delta H=7.7$ m; $\delta n=62$ m;

$$I=0,12 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

V.3.3.2 fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si, et seulement si, la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \text{---} \dots\dots\dots (V-21)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau V-10 : Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau V-11 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \text{---} \dots\dots\dots (V-22)$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 1\text{m}$)

ΔH : Charge d'eau ($H = 7,7\text{m}$).

L_b : Largeur à la base du barrage ($L = 62,00\text{m}$).

On a donc : $I_f = 0,12$

Notre barrage appartient à la classe II, ce qui donne ($K_s = 1,10$).

Les fondations argileuse, donc: $I_{cr} = 1,20$

On a donc : $K_s=1,09$

On remarque que $I_f < \frac{1}{K_s}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.4 Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

V.4.1 Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement;

A la fin de construction (Talus aval et talus amont);

Fonctionnement normal (Talus aval);

Lors d'une vidange rapide (talus amont).

V.4.2 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de Ouajllal et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement logiciel.

V.4 .2.1 Calcul manuelle

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

De la géométrie de la digue et caractéristiques des matériaux utilisés.

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans.

V.4.2.1.1 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

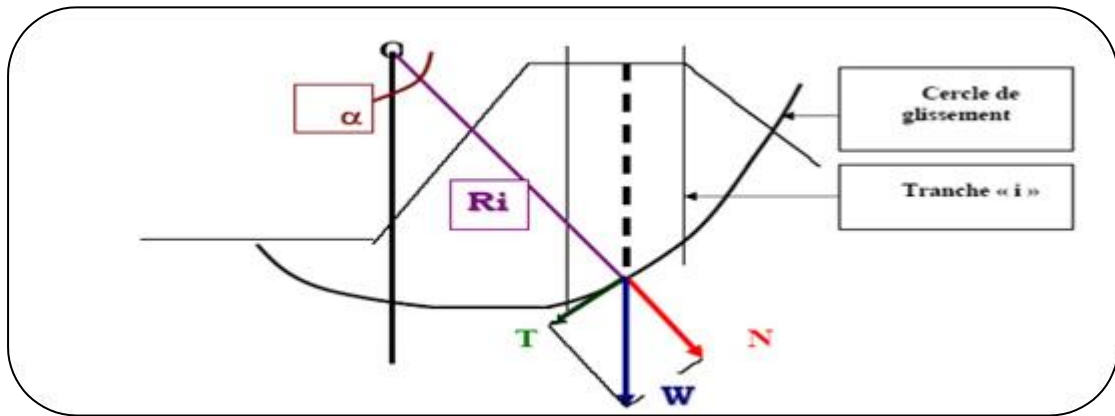


Figure V-03 : Schémas qui illustre le principe de la méthode des tranches

Tableau V-12 : Détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=10.56m$).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$KS = M_{resist} / M_{mot} \dots\dots\dots (V-23)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau V-13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IV^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,10$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour notre cas :

Tableau V-14 :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1	R_2
Amont	3,0	1,0	2,3	10,56	24,28
Aval	2,5	0,875	2,025	9,29	21,38

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; 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) : $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.4.2.1.2 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.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (V-24)$$

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).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V-25)$$

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V-26)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V-27)$$

a : Coefficient de séisme. G_n :

Poids de la tranche. **V.4.2.1.3**

Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

A) Force de frottement

$$F_{R1R} = N_n \tan \varphi - U \tan \varphi \dots\dots\dots (V-28)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B) Force de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V-29)$$

Avec :

$$dl = \frac{R \cdot \alpha}{\cos \alpha} = B_i / \cos \alpha$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U) \tan \varphi + c \cdot dl] R \dots\dots\dots (V-30)$$

Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum \dots\dots\dots (V-31)$$

$\sin \alpha$ = Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos \alpha = 1 - \sin^2 \alpha$

V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme : } K_{SS} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots (V-32)$$

$$\text{Avec séisme : } K_{SS} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots (V-33)$$

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.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme : } K_{SS} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots (V-34)$$

Avec séisme : $K_{SS} = \frac{\dots}{\dots}$ (V-35)

C) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\dots}{\dots}$ (V-36)

Avec séisme : $K_{SS} = \frac{\dots}{\dots}$ (V-37)

Tableau V-15 : Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
ϕ	Degré (°)	17°
C	t/m ²	0.3
γ_{sat}	t/m ³	2,1
γ_d	t/m ³	1.7
γ'	t/m ³	0.1

Le détail de calcul est représenté dans l'annexes D

Tableau V-16 : Valeurs des Coefficients de sécurité

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
21,45	8,87	7,06	23,83	11,08	8,50	24,46	3,17	2,60	22,04	10,06	7,91
20,80	12,01	9,03	22,44	9,82	7,79	19,85	9,71	7,10	20,19	11,68	8,88
22,96	9,43	7,44	25,2	6,91	5,68	25,06	4,69	3,71	24,15	8,90	7,08
23,56	6,93	5,71	20,19	12,23	9,21	22,26	4,97	3,87	28,27	13,85	9,95

Introduction

La conception courante d'un barrage consiste en la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai.

L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

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 :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

VI.1.2.1 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 qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- 1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- 2. Problème de vibration.
- 3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
- 4. Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

1. Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.

3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

VI.1.4 Type d'évacuateur de crue

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI-01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	• Pour des versants à fortes pentes • Volume des déblais importants Déversoir frontal avec seuil
déversant en dos d'âne	• Pour des versants à faibles pentes • Volume des terrassements faible • La meilleure disposition du point de vue hydraulique
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral
Evacuateur en puits	• Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée.

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

VI.1.5 Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VI.1.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 56,7m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux: NPHE = 57,6 m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 35,37 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur déversant : $L = 6 \text{ m}$.

VI.1.5.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

a) Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q}{S} \quad \dots\dots\dots (VI. 01)$$

Avec:

V_a : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 1,4 + 1 = 2,4$ m.

S : Section du canal (m^2). $S = h \times L = 2,4 \times 6 = 14,4 m^2$.

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lane déversant (m)

Donc : $V_a = \frac{Q}{S}$

Pour la roche saine $V_{adm} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

-Hauteur du mur du canal d'approche

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \dots\dots\dots (VI. 02)$$

$$\text{Avec : La revanche } R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \dots\dots\dots (VI. 03)$$

AN : $R = 0,76 \text{ m}$

On adopte une valeur de : $H_m = 3,0 \text{ m}$.

Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 55 m

b) Déversoir

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval a une pression égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au dessus, entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

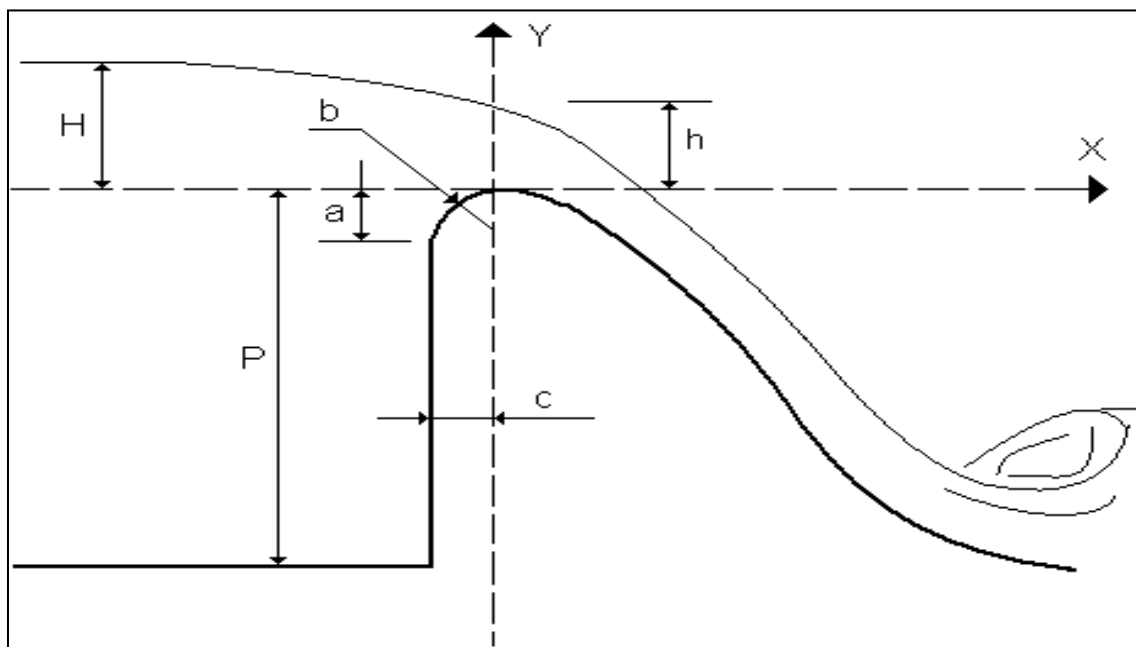


Figure N° IV.03: Les paramètres du profil d'un déversoir

On a :

{

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci dessous et le profil du déversoir est représenté ci dessous.

Tableau n° VI.01 : coordonnées de profil de Creager.

coordonnées graphiques	
X	Y
0	0,000
0,1	0,005
0,2	0,019
0,3	0,040
0,4	0,096
0,5	0,104
0,6	0,146
0,7	0,146
0,8	0,294
0,9	0,309
1	0,376

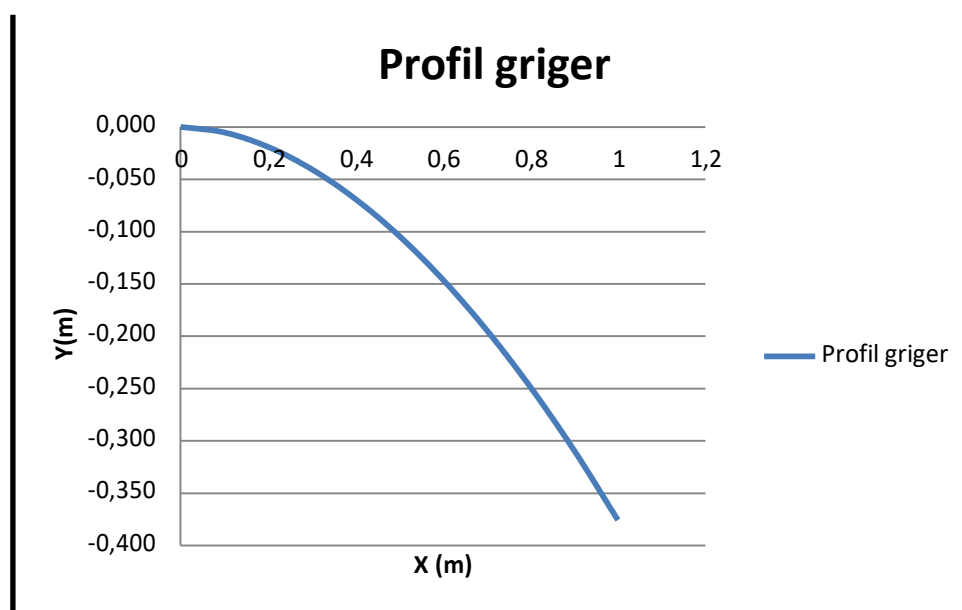


Figure VI.1 : schéma du profil du seuil déversant (Greager).

C) Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 3 m,

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \frac{Q^2}{b^3}}$$

Ou :

Q : débit de projet laminaire ($Q = 35.37 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \frac{35,37^2}{6^3}} = 1.52 \text{ m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K_s \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K_s : coefficient de Manning –Strickler ($K_s = 71.42$)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K_s \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{35.37 \cdot (6 + (2 \cdot 1.52))^{2/3}}{71.42 \cdot (6 \cdot 1.52)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,29\%$$

$I_{cr} = 0.29\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée.

VI.2.4. Calcul du convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle (*largeur du coursier*).

A.N :

$$L = 2,5 (12 - 5) = 17 \text{ m}$$

VI.2.5. Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \quad \underline{\text{A.N.:}}$$

$$B = 35.37^{0.4} = 5 \text{ m}$$

b- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 65.5 mètres.

Le tracé du coursier est composé de deux (02) tronçons.

c- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad B : \text{est la largeur du coursier égale a 5 m.}$$

$$\underline{\text{A.N.:}} \quad h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{35.37^2}{9.81 \cdot 5^2}} = 1.72 \text{ m}$$

d- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 4 \cdot 1.72 = 8.6 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 5 + 2 \cdot 1.72 = 8.44 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{8.6}{8.44} = 1.02 \text{ m} \quad , \text{ Alor : } C_{cr} = \frac{1}{0.014} 1.02^{1/6} = 71.65$$

$$I_{cr} = \left(\frac{35.37}{71.65 \cdot 8.6 \cdot 1.02^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0.32\% , (I_{coursier} \leq I_{cr})$$

e- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel **CANALP**.

Tronçon N°01

$$Q = 35.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_1 = 28.0 \text{ m}$$

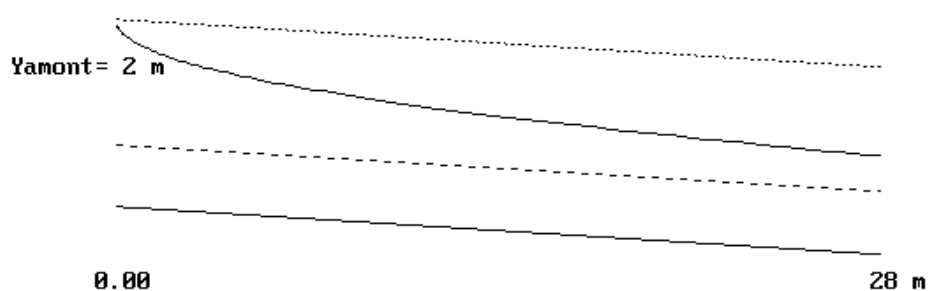
$$I = 0.079$$

Q (m ³ /s)	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	Régime	L ₁ (m)
35.37	0.079	0.689	2.077	tor	28.00

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude
Amont	0	0.0	2.00	1.0586
1	5	5.0	1.52	1.5977
2	10	5.0	1.35	1.9088
3	15	5.0	1.25	2.1424
4	20	5.0	1.18	2.3359
5	25	5.0	1.12	2.5261
Aval	28	3.0	1.09	2.6677

Graphique de ligne d'eau de type T2

TRONCON N°01



LEGENDE

————	Ligne d'eau
- - - - -	Hauteur normale : Y _N = 0.689 m
.....	Hauteur critique : Y _C = 2.077 m

Tronçon N°02

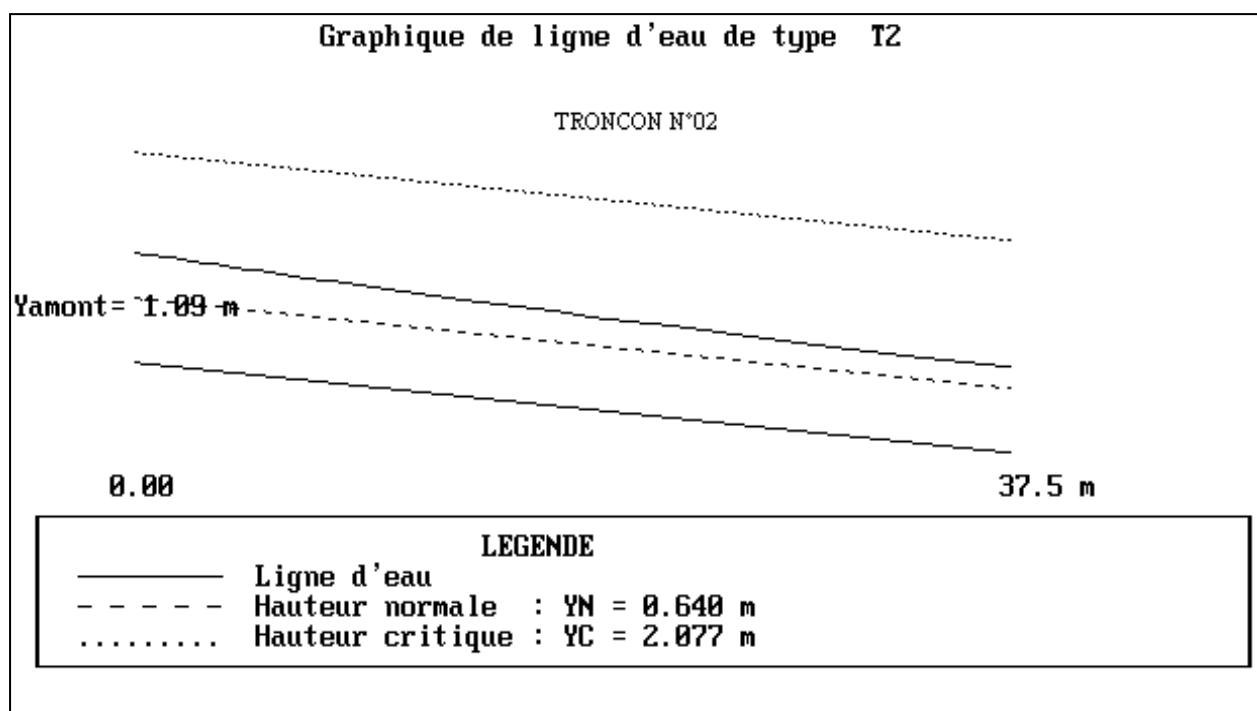
$$Q = 35.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_1 = 37.50 \text{ m}$$

$$I = 0.094$$

Q (m ³ /s)	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	Régime	L _{bief} (m)
35.37	0.094	0.640	2.077	tor	37.50

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude
Amont	0	5.0	1.09	2.6310
1	5	5.0	1.03	2.8643
2	10	5.0	0.99	3.0396
3	15	5.0	0.95	3.2336
4	20	5.0	0.92	3.3930
5	25	5.0	0.89	3.5660
6	30	5.0	0.87	3.6875
7	35	5.0	0.85	3.8207
Aval	37.5	2.5	0.84	3.9596



On a : $Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{35.37}{4.2} = 8.42 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{8.42}{\sqrt{9.81 \cdot 0.84}} = 2.93$$

VI.2.6) Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

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

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

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

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

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

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

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

Froude est inférieure à 4,5 cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors appelé à utiliser le bassin de type I.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

A/ Dimensionnement du bassin :

D'après l'abaque (voir Annexe III.02) on a :

$$- (\sqrt{\quad}) \Rightarrow y_2 = y_1 * 3.7 = 5.47 * 0.84 = 4.59 \text{ m}$$

La longueur du bassin d'après l'abaque (voir Annexe III.02).

On trouve $L_{\text{bassin}} = 5.2 * 5.59 = 29.06 \text{ m}$. On prend $L_{\text{Bassin}} = 29 \text{ m}$

Dimensionnement des blocs de chute et le seuil terminal :

Le tableau suivant résume les dimensions des blocs de chute ainsi le seuil terminal dans le bassin de dissipation.

Tableau III.9: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	dimensions	Indice	Formules	valeurs	Unités
Blocs de chute	longueur	l	$2 * y_1$	1.68	m
	hauteur	h	$2 * y_1$	1.68	m
	largeur	w	$\leq y_1$	0.5	m
	Espacement entre deux blocs	e	$2.5 * w$	1.25	m
Seuil terminal	hauteur	h_{seuil}	$1.25 * y_1$	1.05	m

Remarque :

VI.2.7 Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K.$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{35,37^2}{9,81 \cdot 5^2}} = 1,72$ et $\sigma = \frac{1,72 \cdot 1}{5} = 0,34$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,34}{3} + 0,015 \cdot 0,34^2 \right) \cdot 1,72 = 1,52 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc :} \quad S_{cr} = 9,98 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc :} \quad P_{cr} = 7,16 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc :} \quad R_{cr} = 1,39 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Donc :} \quad C_{cr} = 75,48$$

$$I_{cr} = \frac{35,37^2}{9,98^2 \cdot 7,16^2 \cdot 1,39} \cdot 100\% = 0,49\%$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP »

et on a :

$$h_n = 0,640 \text{ m}$$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C \sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 75,48 \cdot \sqrt{1,39 \cdot 0,0049} = 6,01 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.3. Conception de l'évacuateur de crues :**VI.3.1. Hauteur des murs bajoyers :**

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

- Hauteur des murs au début du coursier :

On a : $h_m = h_e + r$ ET $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

$V = 35,37 / (5 \times 2) = 3.54 \text{ m/s}$

$h_m = 0.84 + 0.82 = 1.66 \text{ m}$

3-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$V = 8.42 \text{ m/s}$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

$h_m = 0.84 + 0.89 = 1.73 \text{ m.}$

4-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$V = 35.37 / (5 \times 0.84) = 8.42 \text{ m/s}$

$h_m = 0.84 + 0.89 = 2 \text{ m.}$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.3.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 5.95 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 8.58 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :**VI.4.1) Calcul du débit de vidange :**

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($10 < T < 15$) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N.:

$$Q_{vf} = \frac{0.019 \cdot 10^6}{12 \cdot 86400} + \frac{0.18 \cdot 10^6}{0.252 \cdot 10^6} = 0.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N.:

$$S = \frac{0,73}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 10,56}} = 0,063 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,063}{3,14}} = 0,28 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 300 \text{ mm}$**

***Correction du coefficient de débit μ :**

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

* Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 300 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($L = 62.8 \text{ m}$).

A.N:

$$\lambda = 0.0035 \quad \text{Donc : } \xi_{lin} = 7.32 \text{ m}$$

* Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (7.32 + 1,7)}} = 0,31$$

Et :

$$S = \frac{0,73}{0,31 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 10,56}} = 0,16 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16}{3.14}} = 0.45 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 450 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0,73}{0,16} = 4.56 \text{ m/s}$$

VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.21 (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,03 \text{ Mm}^3. \text{ Donc } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,03 \cdot 10^6}{8 \cdot 30 \cdot 3600} = 0,034 \text{ m}^3/\text{s},$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{0,034}{0,2 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,7}} = 0,02 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,02}{3,14}} = 0,160 \text{ m} \quad \text{On prend un diamètre normalisé :}$$

$$\mathbf{D = 200 \text{ mm}}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,035 \cdot 62,8}{0,2} = 12,58 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 12,58}} = 0,27$$

$$S = \frac{0,034}{0,27 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,7}} = 0,015 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,015}{3,14}} = 0,138 \text{ m}$$

Donc : **D = 150 mm**

* Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,034}{0,015} = 2,27 \text{ m/s}$$

Conclusion :

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage collinaire de AOUIJLLAL, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VII.1 Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

VII.2.1 Le maître de l'ouvrage : C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.

VII.2.2 Le maître d'œuvre : C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII.2.3 L'entrepreneur : Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

VII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VII.3.1 Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

VII.3.2 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 peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les

différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

VII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VII.4 Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VII.5 Travaux de réalisation

VII.5.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.5.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers

comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.5.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VII.6 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A - Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai– enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

-Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

VII.7 Programme des travaux

La réalisation de la retenue de Aoujlal se fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

-Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) soient terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit premièrement sous la protection du batardeau.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1ère phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours de la retenue collinaire qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, l'aménager la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permet la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2ème phase de construction).

En conclusion, la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

VII.8 Planification

VII.8.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VII.8.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau

VII.8.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

On distingue deux types de réseaux :

-Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



-Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.8.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Construction du réseau.

VII.8.2.2 Méthode C.P.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.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

VII.8.2.2.1 les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation ;

DCP: Date de commencement au plus tôt ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tar;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VIII.8.2.2.2 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 :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.Pcc \end{cases}$$

VII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec:

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.8.3 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

VII.8.3.1 plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.8.3.2 Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.9 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VII.10 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-01: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	40
Réalisation de la galerie de dérivation	B	30
Réalisation du batardeau	C	45
Excavation du tranché de la clé d'encrage	D	20
Remblais de la clé d'encrage	E	15
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	F	20
Aménagement du canal d'amenée	G	25
Remblais du barrage, et prisme de drainage	H	30
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	20
Construction de l'évacuateur de crue	J	40
Exécution du bassin d'amortissement d'E.C	K	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	30
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finition	N	40

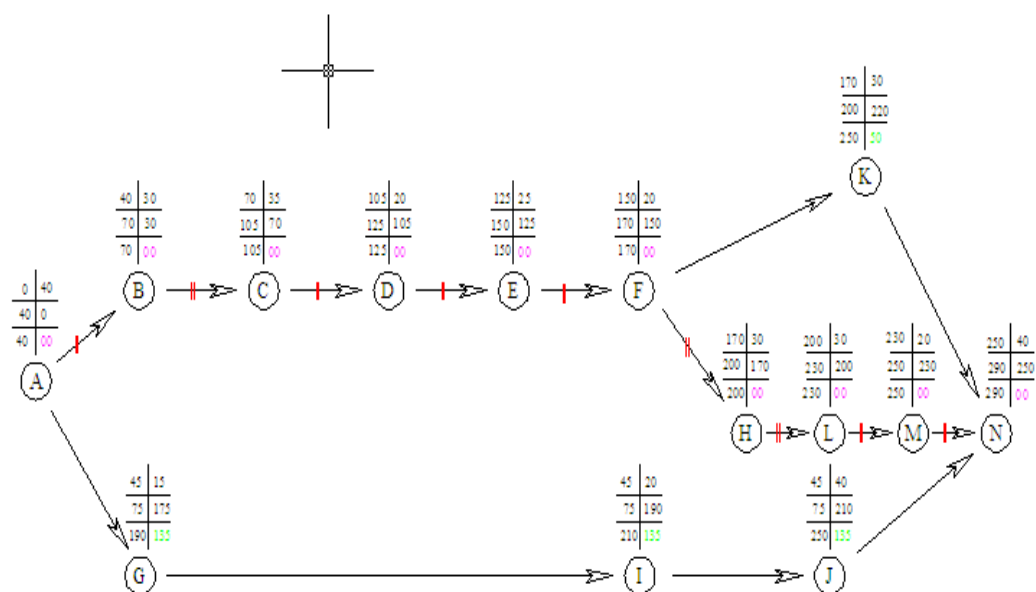


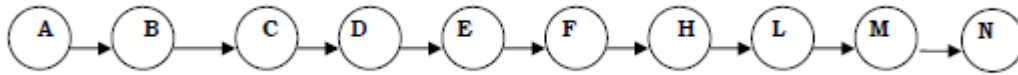
Figure VII-01: Réseau à nœuds

Tableau VII-02 : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue de Aoujllal

OP	TR	La durée (jours)														
		20j	40j	60j	80j	100j	120j	140j	160j	180j	200j	220j	40j	260j	280j	300j
A	40	A														
B	30			B												
C	35				C											
D	20						D									
E	25							E								
F	20							F								
G	15			G												
H	30								H							
I	20			I												
J	40				J											
K	30								K							
L	30										L					
M	20												M			
N	40													N		

VII.11 Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 40 + 30 + 35 + 20 + 25 + 20 + 30 + 30 + 20 + 40 = 290 \text{ jours.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre retenue est environ 10 mois (290 jours).

Conclusion

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur l'Oued AUJLAL, commune de BABAR – Wilaya de KHENCHELA.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site et sa topographie, la géologie régionale et locale, l'hydrologie dans tous ses paramètres, essentiellement la crue et enfin la géotechnie.

L'étude de faisabilité de la retenue colinéaire d'**AOUJLAL** wilaya de KHENCHELA, a donné les résultats suivant :

- Le volume utile est de : 0.069Mm^3
- Les eaux seront utilisées par l'irrigation; les besoins des terres agricoles qui sera concernée est de : 0.149Mm^3 .
- Le coût de l'ouvrage dans sa totalité est de 13,46 DA
- L'étude des risques a révélé que l'ouvrage ne présente aucun problème.

A partir de ces données, nous pouvons conclure que l'étude d'APD pourra être entamée, et que l'ouvrage est rentable du point de vue socio-économique.

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=20,8m)

N°T r	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	Dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli i	Ui*dli*ta ngø	dn	a*Gn*dn
-2	1,49	0,91	0	-0,2	0,98	2,30	-0,46	2,25	1,52	0,45	3,49	7,89	0,00	0,00	0,00	18,92	4,36
-1	2,14	1,93	0	-0,1	0,99	7,03	-0,70	7,00	2,15	0,64	3,49	24,46	0,00	0,00	0,00	18,92	13,31
0	2,14	2,62	0	0	1,00	9,55	0,00	9,55	2,14	0,64	3,49	33,38	0,00	0,00	0,00	18,92	18,07
1	2,14	3,27	0	0,1	0,99	11,92	1,19	11,86	2,15	0,64	3,49	41,45	0,00	0,00	0,00	18,92	22,56
2	2,14	3,65	0	0,2	0,98	13,31	2,66	13,04	2,18	0,65	3,49	45,56	0,00	0,00	0,00	18,92	25,18
3	2,14	3,8	0	0,3	0,95	13,85	4,15	13,21	2,24	0,67	3,49	46,18	0,00	0,00	0,00	18,92	26,21
4	2,14	3,63	0	0,4	0,91	13,23	5,29	12,13	2,34	0,70	3,49	42,38	0,00	0,00	0,00	18,92	25,04
5	2,14	3,3	0	0,5	0,86	12,03	6,01	10,42	2,47	0,74	3,49	36,41	0,00	0,00	0,00	18,92	22,76
6	2,14	2,48	0	0,6	0,80	9,04	5,42	7,23	2,68	0,80	3,49	25,27	0,00	0,00	0,00	18,92	17,11
7	2,01	1,31	0	0,7	0,71	4,47	3,13	3,19	2,81	0,84	3,49	11,16	0,00	0,00	0,00	18,92	8,46

Kss	12,01
Kas	9,03

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=21,45m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	1,49	0,64	0	-0,11	0,99	1,62	-0,18	1,61	1,50	0,45	3,49	5,63	0,00	0,00	0,00	20,01	3,24
0	2,14	1,66	0	0,00	1,00	6,05	0,00	6,05	2,15	0,64	3,49	21,15	0,00	0,00	0,00	20,01	12,11
1	2,14	2,36	0	0,11	0,99	8,61	0,96	8,55	2,16	0,65	3,49	29,88	0,00	0,00	0,00	20,01	17,22
2	2,14	2,69	0	0,22	0,97	9,81	2,18	9,56	2,20	0,66	3,49	33,42	0,00	0,00	0,00	20,01	19,63
3	2,14	3,05	0	0,33	0,94	11,12	3,71	10,49	2,28	0,68	3,49	36,64	0,00	0,00	0,00	20,01	22,25
4	2,14	3,16	0	0,44	0,90	11,52	5,12	10,32	2,39	0,72	3,49	36,07	0,00	0,00	0,00	20,01	23,06
5	2,14	2,71	0	0,56	0,83	9,88	5,49	8,22	2,58	0,77	3,49	28,71	0,00	0,00	0,00	20,01	19,77
6	2,14	2,07	0	0,67	0,75	7,55	5,03	5,63	2,88	0,86	3,49	19,66	0,00	0,00	0,00	20,01	15,10
7	2,01	1,21	0	0,78	0,63	4,13	3,22	2,60	3,20	0,96	3,49	9,08	0,00	0,00	0,00	20,01	8,27

Kss	12,01
Kas	9,03

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=23,56m)

N° Tr	bi	h1	h 2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn*C os α	Dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang ø	dn	a*Gn* dn
0	2,64	1,22	0	0	1	5,47	0	5,47	2,64	0,79	3,49	19,13	0	0	0	22,25	12,18
1	2,35	2,11	0	0,12	0,99	8,45	1,05	8,38	2,37	0,71	3,49	29,29	0	0	0	22,25	18,80
2	2,35	2,72	0	0,25	0,96	10,89	2,72	10,54	2,43	0,72	3,49	36,85	0	0	0	22,25	24,23
3	2,35	3,08	0	0,37	0,92	12,33	4,62	11,43	2,54	0,76	3,49	39,95	0	0	0	22,25	27,44
4	2,35	3,17	0	0,5	0,86	12,69	6,34	10,99	2,72	0,81	3,49	38,41	0	0	0	22,25	28,24
5	2,35	2,95	0	0,62	0,78	11,81	7,38	9,22	3,01	0,90	3,49	32,22	0	0	0	22,25	26,28
6	2,35	2,39	0	0,75	0,66	9,57	7,17	6,33	3,56	1,06	3,49	22,12	0	0	0	22,25	21,29
7	2,06	1,44	0	0,87	0,48	5,04	4,41	2,44	4,25	1,27	3,49	8,52	0	0	0	22,25	11,22

Kss	6,92
Kas	5,70

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=23,83m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø
-2	2,21	1,36	0	-0,2	0,98	5,11	-1,02	5,01	2,26	0,68	3,49	17,49
-1	2,38	2,76	0	-0,1	0,99	11,18	-1,12	11,12	2,40	0,72	3,49	38,87
0	2,38	3,82	0	0	1,00	15,48	0,00	15,48	2,38	0,71	3,49	54,07
1	2,38	4,46	0	0,1	0,99	18,07	1,81	17,98	2,40	0,72	3,49	62,81
2	2,38	4,93	0	0,2	0,98	19,97	3,99	19,57	2,43	0,73	3,49	68,37
3	2,38	5,18	0	0,3	0,95	20,98	6,30	20,02	2,50	0,75	3,49	69,94
4	2,38	5,1	0	0,4	0,92	20,66	8,26	18,94	2,60	0,78	3,49	66,16
5	2,38	4,75	0	0,5	0,87	19,24	9,62	16,66	2,75	0,83	3,49	58,23
6	2,38	4,2	0	0,6	0,80	17,01	10,21	13,61	2,98	0,89	3,49	47,56
7	2,7	2,89	0	0,7	0,71	13,27	9,29	9,47	3,78	1,13	3,49	33,10

Kss	11,08
Kas	8,50

Stabilité pour le cas de fin de construction (R=22,96m)

N°T r	Bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S in α	N=Gn*Co s α	dli	C*dl i	tangø	N*tang ø	U i	Ui*d li	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn*d n
-1	2,35	1,72	0	- 0,11	0,99	6,87	-0,76	6,82	2,36	0,70	3,49	23,85	0	0	0	20,85	14,32
0	2,29	2,68	0	0,00	1	10,46	0	10,46	2,29	0,68	3,49	36,54	0	0	0	20,85	21,81
1	2,29	3,45	0	0,11	0,99	13,46	1,49	13,38	2,31	0,69	3,49	46,75	0	0	0	20,85	28,07
2	2,29	3,94	0	0,22	0,97	15,37	3,41	14,99	2,35	0,70	3,49	52,38	0	0	0	20,85	32,06
3	2,29	4,24	0	0,33	0,94	16,54	5,516	15,60	2,43	0,73	3,49	54,51	0	0	0	20,85	34,50
4	2,29	4,34	0	0,44	0,89	16,93	7,52	15,17	2,56	0,76	3,49	53,01	0	0	0	20,85	35,31
5	2,29	4,08	0	0,55	0,83	15,92	8,84	13,24	2,76	0,82	3,49	46,26	0	0	0	20,85	33,20
6	2,29	2,14	0	0,66	0,74	8,37	5,58	6,24	3,08	0,92	3,49	21,80	0	0	0	20,85	17,45
7	2,24	2,25	0	0,77	0,62	8,56	6,66	5,38	3,56	1,06	3,49	18,81	0	0	0	20,85	17,86

Kss	9,82
Kas	7,79

Stabilité pour le cas de fin de construction(R=25,2)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*t angø	dn	a*Gn* dn
-	3,94	1,63	-	-	1,00	10,92	-	10,92	3,94	1,18	3,49	38,15	-	-	-	23,75	25,93
1	2,52	2,33	-	0,14	0,99	9,98	1,43	9,88	2,55	0,76	3,49	34,52	-	-	-	23,75	23,71
2	2,52	2,81	-	0,29	0,96	12,04	3,44	11,54	2,63	0,79	3,49	40,31	-	-	-	23,75	28,59
3	2,52	2,98	-	0,43	0,90	12,04	5,16	10,88	2,79	0,84	3,49	38,00	-	-	-	23,75	28,59
4	2,52	2,68	-	0,57	0,82	12,77	7,30	10,48	3,07	0,92	3,49	36,60	-	-	-	23,75	30,32
5	2,52	2,31	-	0,71	0,70	11,48	8,20	8,04	3,60	1,08	3,49	28,07	-	-	-	23,75	27,27
6	2,86	1,37	-	0,86	0,52	11,23	9,63	5,78	5,55	1,67	3,49	20,21	-	-	-	23,75	26,67

Kss	6,92
Kas	5,69

Stabilité pour le cas de fin de construction(R=20.19)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Si n α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tang ø	Ui	i*dli	Ui*dli*t angø	dn	a*Gn* dn
- 2	2,42	1,54	-	- 0,18	0,98	6,34	- 1,15	6,23	2,46	0,74	3,49	21,77	-	-	-	17,88	11,33
- 1	2,02	2,64	-	- 0,09	1,00	9,06	- 0,82	9,02	2,03	0,61	3,49	31,53	-	-	-	17,88	16,20
-	2,02	3,50	-	-	1,00	12,01	-	12,01	2,02	0,61	3,49	41,97	-	-	-	17,88	21,48
1	2,02	4,19	-	0,09	1,00	14,38	1,31	14,32	2,03	0,61	3,49	50,04	-	-	-	17,88	25,71
2	2,02	4,69	-	0,18	0,98	16,10	2,93	15,83	2,05	0,62	3,49	55,31	-	-	-	17,88	28,78
3	2,02	4,90	-	0,27	0,96	16,82	4,59	16,18	2,10	0,63	3,49	56,53	-	-	-	17,88	30,07
4	2,02	4,62	-	0,36	0,93	15,86	5,77	14,77	2,17	0,65	3,49	51,61	-	-	-	17,88	28,35
5	2,02	4,07	-	0,45	0,89	13,97	6,35	12,44	2,27	0,68	3,49	43,47	-	-	-	17,88	24,98
6	2,02	4,04	-	0,55	0,84	13,87	7,56	11,62	2,41	0,72	3,49	40,61	-	-	-	17,88	24,79
7	2,02	3,11	-	0,64	0,77	10,67	6,79	8,23	2,62	0,79	3,49	28,77	-	-	-	17,88	19,09
8	1,26	1,51	-	0,73	0,69	3,23	2,35	2,22	1,84	0,55	3,49	7,76	-	-	-	17,88	5,78

Kss	12,24
Kas	9,21

Stabilité pour le cas de fin de construction(R=22.44)

N°Tr	Bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn* dn
-2	2,22	1,39	0	- 0,18	0,98	5,25	- 0,95	5,16	2,26	0,68	3,49	18,02	0	0	0	19,92	10,45
-1	2,24	2,07	0	- 0,09	1,00	7,90	- 0,72	7,86	2,25	0,68	3,49	27,48	0	0	0	19,92	15,73
0	2,24	3,68	0	-	1,00	14,04	-	14,04	2,24	0,67	3,49	49,05	0	0	0	19,92	27,96
1	2,24	4,45	0	0,09	1,00	16,98	1,54	16,91	2,25	0,68	3,49	59,07	0	0	0	19,92	33,82
2	2,24	5,09	0	0,18	0,98	19,42	3,53	19,09	2,28	0,68	3,49	66,71	0	0	0	19,92	38,68
3	2,24	5,45	0	0,27	0,96	20,79	5,67	20,00	2,33	0,70	3,49	69,89	0	0	0	19,92	41,41
4	2,24	5,52	0	0,36	0,93	21,06	7,66	19,62	2,41	0,72	3,49	68,54	0	0	0	19,92	41,95
5	2,24	5,26	0	0,45	0,89	20,07	9,12	17,87	2,52	0,76	3,49	62,45	0	0	0	19,92	39,97
6	2,24	4,86	0	0,55	0,84	18,54	10,11	15,54	2,68	0,80	3,49	54,29	0	0	0	19,92	36,93
7	2,24	3,89	0	0,64	0,77	14,84	9,44	11,45	2,91	0,87	3,49	39,99	0	0	0	19,92	29,56
8	1,61	1,84	0	0,73	0,69	5,04	3,66	3,46	2,35	0,7 -	3,49	12,07	0	0	0	19,92	10,03

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=24.4)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn *Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tang ø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn* dn
0	3,43	0	1,52	0,000	1,000	10,949	0,000	10,949	3,430	1,029	3,494	38,253	1,520	5,214	18,216	22,940	25,116
1	2,145	0	2,31	0,143	0,990	10,405	1,486	10,299	2,167	0,650	3,494	35,983	2,310	5,006	17,492	22,940	23,870
2	2,145	0	2,87	0,286	0,958	12,928	3,694	12,389	2,238	0,671	3,494	43,286	2,870	6,424	22,445	22,940	29,657
3	2,145	0	3,12	0,429	0,904	14,054	6,023	12,698	2,374	0,712	3,494	44,366	3,120	7,407	25,880	22,940	32,240
4	2,145	0	3,16	0,571	0,821	14,234	8,134	11,681	2,614	0,784	3,494	40,814	3,160	8,260	28,858	22,940	32,653
5	2,145	0,9	2,84	0,714	0,700	16,075	11,482	11,250	3,065	0,919	3,494	39,306	2,840	8,704	30,412	22,940	36,875
6	2,07	2,14	0	0,857	0,515	7,531	6,455	3,879	4,019	1,206	3,494	13,552	0,000	0,000	0,000	22,940	17,275

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=19.85)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn* dn
-2	1,65	0,99	0,99	-0,182	0,983	6,207	-1,129	6,104	1,678	0,503	3,494	21,32 6	0,990	1,661	5,804	17,75 0	11,01 8
-1	1,98 5	2,04	2,04	-0,091	0,996	15,38 8	-1,399	15,32 4	1,993	0,598	3,494	53,54 1	2,040	4,066	14,20 7	17,75 0	27,31 3
0	1,98 5	2,89	2,89	0,000	1,000	21,79 9	0,000	21,79 9	1,985	0,596	3,494	76,16 5	2,890	5,737	20,04 3	17,75 0	38,69 4
1	1,98 5	3,54	3,54	0,091	0,996	26,70 2	2,427	26,59 2	1,993	0,598	3,494	92,90 9	3,540	7,056	24,65 3	17,75 0	47,39 6
2	1,98 5	3,98	3,98	0,182	0,983	30,02 1	5,458	29,52 1	2,019	0,606	3,494	103,1 43	3,980	8,034	28,07 1	17,75 0	53,28 8
3	1,98 5	4,19	4,19	0,273	0,962	31,60 5	8,620	30,40 7	2,063	0,619	3,494	106,2 40	4,190	8,645	30,20 4	17,75 0	56,09 9
4	1,98 5	4,22	4,22	0,364	0,932	31,83 1	11,57 5	29,65 2	2,131	0,639	3,494	103,6 03	4,220	8,992	31,41 8	17,75 0	56,50 1
5	1,98 5	3,96	3,96	0,455	0,891	29,87 0	13,57 7	26,60 6	2,229	0,669	3,494	92,96 0	3,960	8,825	30,83 4	17,75 0	53,02 0
6	1,98 5	1,06	2,28	0,545	0,838	13,08 1	7,135	10,96 4	2,368	0,711	3,494	38,30 7	2,280	5,400	18,86 6	17,75 0	23,21 9
7	1,98 5	2,35	0,09	0,636	0,771	8,305	5,285	6,407	2,573	0,772	3,494	22,38 4	0,090	0,232	0,809	17,75 0	14,74 2
8	0,85	0	0,91	0,727	0,686	1,624	1,181	1,115	1,238	0,372	3,494	3,895	0,910	1,127	3,938	17,75 0	2,883

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=25.06)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=G n*Sin α	N=G n*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*ta ngø	Ui	Ui*dl i	Ui*dl i*tan gø	dn	a*Gn *dn
-1	1,95	0	0,99	- 0,111	0,994	4,054	- 0,450	4,029	1,962	0,589	3,494	14,07 7	0,990	1,943	6,787	23,01 0	9,328
0	2,506	0	2,08	0,000	1,000	10,94 6	0,000	10,94 6	2,506	0,752	3,494	38,24 5	2,080	5,212	18,21 2	23,01 0	25,18 7
1	2,506	0	2,91	0,111	0,994	15,31 4	1,702	15,21 9	2,522	0,756	3,494	53,17 5	2,910	7,338	25,63 8	23,01 0	35,23 8
2	2,506	0	3,48	0,222	0,975	18,31 4	4,070	17,85 6	2,570	0,771	3,494	62,38 7	3,480	8,945	31,25 1	23,01 0	42,14 0
3	2,506	0	3,97	0,333	0,943	20,89 3	6,964	19,69 8	2,658	0,797	3,494	68,82 2	3,970	10,55 2	36,86 9	23,01 0	48,07 4
4	2,506	0	3,8	0,444	0,896	19,99 8	8,888	17,91 4	2,797	0,839	3,494	62,59 1	3,800	10,63 0	37,14 2	23,01 0	46,01 5
5	2,506	0,44	3,05	0,556	0,831	17,92 5	9,959	14,90 5	3,014	0,904	3,494	52,07 5	3,050	9,192	32,11 8	23,01 0	41,24 6
6	2,506	1,87	0,89	0,667	0,745	12,65 0	8,434	9,429	3,362	1,009	3,494	32,94 4	0,890	2,992	10,45 5	23,01 0	29,10 8
7	1,86	1,61	0	0,778	0,629	5,091	3,960	3,200	2,959	0,888	3,494	11,18 0	0,000	0,000	0,000	23,01 0	11,71 4

Stabilité pour le cas de vidange rapide (R=22.26)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn* dn
-1	3,13	0	1,7	-0,111	0,994	11,17 4	-1,242	11,10 5	3,150	0,945	3,494	38,80 0	1,700	5,354	18,70 7	20,72 0	23,15 3
0	2,226	0	2,65	0,000	1,000	12,38 8	0,000	12,38 8	2,226	0,668	3,494	43,28 2	2,650	5,899	20,61 0	20,72 0	25,66 7
1	2,226	0	3,4	0,111	0,994	15,89 4	1,766	15,79 5	2,240	0,672	3,494	55,18 7	3,400	7,616	26,60 8	20,72 0	32,93 2
2	2,226	0	3,89	0,222	0,975	18,18 4	4,041	17,73 0	2,283	0,685	3,494	61,94 5	3,890	8,881	31,03 0	20,72 0	37,67 8
3	2,226	0	4,16	0,333	0,943	19,44 6	6,482	18,33 4	2,361	0,708	3,494	64,05 8	4,160	9,822	34,31 7	20,72 0	40,29 3
4	2,226	0	4,15	0,444	0,896	19,40 0	8,622	17,37 8	2,485	0,745	3,494	60,71 8	4,150	10,31 2	36,03 1	20,72 0	40,19 6
5	2,226	0,55	3,29	0,556	0,831	17,46 1	9,700	14,51 8	2,677	0,803	3,494	50,72 6	3,290	8,808	30,77 4	20,72 0	36,17 9
6	2,226	1,78	1,38	0,667	0,745	13,18 7	8,791	9,829	2,986	0,896	3,494	34,34 1	1,380	4,121	14,40 0	20,72 0	27,32 3
7	2,36	2,11	0	0,778	0,629	8,465	6,584	5,321	3,755	1,126	3,494	18,59 0	0,000	0,000	0,000	20,72 0	17,54 0

24.27

N°T r	bi	h1	h 2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S in α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*d n
-1	2,37	1,3 4	0	- 0,111	0,99 4	5,399	-0,600	5,365	2,38 5	0,71 5	3,49 4	18,746	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	12,007
0	2,41 5	2,3 4	0	0,000	1,00 0	9,607	0,000	9,607	2,41 5	0,72 5	3,49 4	33,566	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	21,366
1	2,41 5	3,1 3	0	0,111	0,99 4	12,85 0	1,428	12,771	2,43 0	0,72 9	3,49 4	44,620	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	28,579
2	2,41 5	3,6 8	0	0,222	0,97 5	15,10 8	3,357	14,730	2,47 7	0,74 3	3,49 4	51,467	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	33,601
3	2,41 5	3,7 9	0	0,333	0,94 3	15,56 0	5,187	14,670	2,56 1	0,76 8	3,49 4	51,256	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	34,605
4	2,41 5	3,9 8	0	0,444	0,89 6	16,34 0	7,262	14,637	2,69 6	0,80 9	3,49 4	51,142	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	36,340
5	2,41 5	3,6 8	0	0,556	0,83 1	15,10 8	8,393	12,562	2,90 4	0,87 1	3,49 4	43,891	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	33,601
6	2,41 5	3,0 1	0	0,667	0,74 5	12,35 8	8,238	9,211	3,24 0	0,97 2	3,49 4	32,182	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	27,483
7	2,54	1,8 7	0	0,778	0,62 9	8,075	6,280	5,075	4,04 1	1,21 2	3,49 4	17,732	0,00 0	0,00 0	0,000	22,24 0	17,958

28.27

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=G n*Sin α	N=G n*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*ta ngø	Ui	Ui*dl i	Ui*dl i*tan gø	dn	a*Gn *dn
-1	2,73	11,57	0	- 0,111	0,994	53,69 6	- 5,966	53,36 4	2,747	0,824	3,494	186,4 49	0,000	0,000	0,000	26,12 0	140,2 55
0	2,827	2,77	0	0,000	1,000	13,31 2	0,000	13,31 2	2,827	0,848	3,494	46,51 2	0,000	0,000	0,000	26,12 0	34,77 2
1	2,827	3,67	0	0,111	0,994	17,63 8	1,960	17,52 8	2,845	0,853	3,494	61,24 3	0,000	0,000	0,000	26,12 0	46,07 0
2	2,827	4,32	0	0,222	0,975	20,76 1	4,614	20,24 2	2,899	0,870	3,494	70,72 5	0,000	0,000	0,000	26,12 0	54,22 9
3	2,827	4,65	0	0,333	0,943	22,34 7	7,449	21,06 9	2,998	0,900	3,494	73,61 5	0,000	0,000	0,000	26,12 0	58,37 2
4	2,827	4,64	0	0,444	0,896	22,29 9	9,911	19,97 6	3,156	0,947	3,494	69,79 4	0,000	0,000	0,000	26,12 0	58,24 6
5	2,827	4,27	0	0,556	0,831	20,52 1	11,40 1	17,06 3	3,400	1,020	3,494	59,61 7	0,000	0,000	0,000	26,12 0	53,60 1
6	2,827	3,47	0	0,667	0,745	16,67 6	11,11 8	12,43 0	3,793	1,138	3,494	43,42 9	0,000	0,000	0,000	26,12 0	43,55 9
7	2,11	1,91	0	0,778	0,629	6,851	5,329	4,306	3,357	1,007	3,494	15,04 6	0,000	0,000	0,000	26,12 0	17,89 5

Stabilité pour le cas de retenue pleine ($R=22.04$)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=G n*Sin α	N=G n*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli i*tan gø	dn	a*Gn *dn
-2	1,92	1,27	0	- 0,200	0,980	4,145	- 0,829	4,062	1,960	0,588	3,494	14,19 1	0,000	0,000	0,000	19,84 0	8,224
-1	2,204	2,42	0	-	0,995	9,067	-	9,022	2,215	0,665	3,494	31,52	0,000	0,000	0,000	19,84	17,98

				0,100			0,907					1				0	9
0	2,204	3,34	0	0,000	1,000	12,51 4	0,000	12,51 4	2,204	0,661	3,494	43,72 4	0,000	0,000	0,000	19,84 0	24,82 8
1	2,204	4,04	0	0,100	0,995	15,13 7	1,514	15,06 1	2,215	0,665	3,494	52,62 3	0,000	0,000	0,000	19,84 0	30,03 2
2	2,204	4,52	0	0,200	0,980	16,93 6	3,387	16,59 3	2,249	0,675	3,494	57,97 6	0,000	0,000	0,000	19,84 0	33,60 0
3	2,204	4,76	0	0,300	0,954	17,83 5	5,350	17,01 3	2,310	0,693	3,494	59,44 3	0,000	0,000	0,000	19,84 0	35,38 4
4	2,204	4,74	0	0,400	0,917	17,76 0	7,104	16,27 7	2,405	0,721	3,494	56,87 1	0,000	0,000	0,000	19,84 0	35,23 6
5	2,204	4,44	0	0,500	0,866	16,63 6	8,318	14,40 7	2,545	0,763	3,494	50,33 7	0,000	0,000	0,000	19,84 0	33,00 5
6	2,204	3,79	0	0,600	0,800	14,20 0	8,520	11,36 0	2,755	0,827	3,494	39,69 2	0,000	0,000	0,000	19,84 0	28,17 4
7	2,68	2,71		0,700	0,714	12,34 7	8,643	8,817	3,753	1,126	3,494	30,80 7	0,000	0,000	0,000	19,84 0	24,49 6
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn* dn
-2	3,13	1,66	0	-0,20	0,980	8,833	-1,767	8,654	3,195	0,958	3,494	30,23 8	0,000	0,000	0,000	17,72 0	15,65 2
-1	2,019	2,88	0	-0,10	0,995	9,885	-0,989	9,835	2,029	0,609	3,494	34,36 4	0,000	0,000	0,000	17,72 0	17,51 6
0	2,019	3,86	0	0,00	1,000	13,24 9	0,000	13,24 9	2,019	0,606	3,494	46,29 0	0,000	0,000	0,000	17,72 0	23,47 7
1	2,019	4,59	0	0,10	0,995	15,75 4	1,575	15,67 5	2,029	0,609	3,494	54,76 8	0,000	0,000	0,000	17,72 0	27,91 7
2	2,019	5,08	0	0,20	0,980	17,43 6	3,487	17,08 4	2,061	0,618	3,494	59,68 9	0,000	0,000	0,000	17,72 0	30,89 7
3	2,019	5,31	0	0,30	0,954	18,22 6	5,468	17,38 6	2,116	0,635	3,494	60,74 5	0,000	0,000	0,000	17,72 0	32,29 6
4	2,019	5,25	0	0,40	0,917	18,02	7,208	16,51	2,203	0,661	3,494	57,70	0,000	0,000	0,000	17,72	31,93

						0		5				3				0	1
5	2,019	4,87	0	0,50	0,866	16,71 5	8,358	14,47 6	2,331	0,699	3,494	50,57 7	0,000	0,000	0,000	17,72 0	29,62 0
6	2,019	4,07	0	0,60	0,800	13,96 9	8,382	11,17 6	2,524	0,757	3,494	39,04 6	0,000	0,000	0,000	17,72 0	24,75 4
7	2,67	2,72		0,70	0,714	12,34 6	8,642	8,817	3,739	1,122	3,494	30,80 5	0,000	0,000	0,000	17,72 0	21,87 7