

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR L'OUED ABRIR COMMUNE DE DAHRA
(W .CHLEF)**

PRESENTE PAR :
GUELFY AZIZA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJODAR	M.C. (B)	Examinatrice
A.ADDOU	M.A. (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	M.A. (B)	Examineur
B.BENLAOUKLI	M.C. (A)	Promoteur

Septembre 2016

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

A mes chères parents « **Djamel et Djamila** » pour tous les sacrifices qui 'ils ont consentis à mon égard ;

A Ma grande sœur **Wassila** pour son énorme soutien, et à mes chères cousine **farah, Amel ,Fela**

A ma meilleure amie **SARAH**

A toute ma famille, sans exception

A mes chère amies YASSER ; MERIEM ; SABRINA ; MAYA ; ABDOU ; POUPA ; HADJER; DJALIL ; FATIMA

À tous mes collègues de l'Université de l'ENSH

À tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à ma formation.

Remerciement

Au terme de ce Modeste travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes parents qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études et à toute ma famille.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Monsieur **BACHIR BENLAOUKLI** pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude pour leurs précieux conseils et leurs recommandations.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

Je voudrais, aussi, remercier tous mes amis de L' ENSH qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire exceptionnellenent mes chère amies yasser, meriem , sabrine , et abdou.

GUELFIAZIZA

ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر بصفة عامة، و السقي بصفة خاصة بإنشاء سد صغير الحجم بواد ابرير في بلدية الدهرة ولاية الشلف ، و هذا نظرا للعجز في مياه السقي. بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب، الجيولوجية، الهيدرولوجية و الطبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته, أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en général et de l'irrigation en particulier, à travers la réalisation d'un petit barrage sur l'oued ABRIR dans la commune de DAHRA dans la Wilaya de Chlef dans le but de combler le déficit des besoins en eau d'irrigation de la commune.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis implanté la digue et vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de la réalisation.

Abstract:

Our present study is part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dam from DahraouedAbririn order to make up the deficit of requirements of water, situated in the east of ChlefWilaya.

After a precise and complete study of the various stages (geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then we established the dam and one checked its stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of realization.

Sommaire

Introduction générale		01
Chapitre I : Etude topographique		
	Introduction	02
I.1	choix du site de la retenue.	02
I.2	Situation géographique du site.	03
I.3	Topographie du bassin versant	04
	conclusion	04
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
	Introduction	05
II.1	Etude géologique	05
II.1.1	Généralité sur la région d'étude	05
II.1.2	Etude et reconnaissance du site	06
II.1.2.1	Situation géologique régionale	05
II.1.2.2	Stratigraphie régionale	07
II.1.2.3	contexte géologique local	08
II.2	la sismicité	09
II.2.1	Alea sismique et micro zonation	09
II.2.2	Analyse des prescriptions réglementaires du RPA 99	10
II.3	Etude géotechnique	11
II.3.1	Lithologie du terrain	11
II.3.2	prospection géotechnique du terrain	12
	Conclusion	17
Chapitre III : Etude hydrologique		
	INTRODUCTION	18
III.1	Le bassin versant	18
III.1.1	Définition du bassin versant	18
III.1.2	Comportement hydrologique	18
III.1.3	Description du bassin versant	19
III.1.4	Etude physique du bassin versant	19
III.1.4.1	Caractéristiques morphologiques du bassin versant	19
III.1.4.2	Caractéristiques topographiques	22
III.1.4.3	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	27
III.2	Caractéristiques climatiques	33
III.2.1	Station de référence	33
III.2.2	Le climat	33
III.2.3	Température	33
III.2.4	Vitesse de vent	34
III.2.5	Humidité relative	34
III.2.6	Evaporation et l'évapotranspiration	35
III.2.7	La pluviométrie	36
III.3	Les pluies maximales journalières	37
III.3.1	Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles	37
III.3.2	Estimation des pluies journalières maximales	39
III.4	Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	45
III.5	Etudes des apports	50
III.5.1	Apports liquides	50

Sommaire

III.5.1.1	Apport moyen interannuel (A0)	50
III.5.1.2	Repartition mensuelle de l'apport moyen	52
III.5.1.3	Caractéristiques de l'écoulement	53
III.5.1.4	Irrégularité des apports	56
III.5.2	Apport solide	58
III.6	Etude des crues	60
III.6.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue	61
III.6.2	'hydrogramme de crue	64
III.6.3	Choix de fréquence de la crue du projet	67
III.6.4	Choix de la crue de chantier	69
III.6.5	Calcule du volume de la crue	70
III.7	Régularisation des débits	70
III.7.1	Répartition mensuelle de l'apport A80 %	71
III.7.2	Répartition des besoins	71
III.7.3	Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces	72
III.7.4	Calcul du volume utile	73
III.7.4.1	Détermination de la période de bonne hydraulicité	74
III.7.4.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	74
III.7.4.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	76
III.8	Laminage des crues	83
III.8.1	Méthode de KOTCHERINE	84
III.8.1.1	Estimation du débit de crue laminée	84
III.8.1.2	Estimation de la charge au-dessus du déversoir	84
III.8.2	Calcul du débit déversant pour différents valeurs de hd et b	86
III.9	Etude d'optimisation	88
III.9.1	Calcul du coût approximatif de la digue	88
III.9.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues	91
III.9.3	coût total du barrage	93
	conclusion	94
Chapitre IV : Etude des variantes de la digue.		
	Introduction	95
IV.1	Choix du type de barrage	95
IV.1.1	Barrage Homogène	96
IV.1.2	Barrage à zones	96
IV.1.3	Barrage en enrochement avec masque en béton	96
IV.2	Définition de profil général du barrage	97
IV.2.1	Hauteur de barrage :	96
IV.2.1.1	Calcul de la revanche	96
IV.2.2	Largeur en crête	98
IV.2.3	longueur en crête	99
IV.3	Protection des talus	100
IV.4	Etanchéité du barrage	102
IV.5	Etude Technico-économique	105
IV.6	L'estimation du cout des variantes	113
	Conclusion	114
Chapitre V : Etude de la variante choisie.		
V.1	Conception de la digue	115

Sommaire

V.1.1	Dimensionnement de la digue (homogène en argile)	115
V.1.2	Protection de la Crête	116
V.1.3	Protection des talus	116
V.1.4	les bermes	116
V.1.5.	Les drains	117
V.1.5.1	Dimensionnement Du Drain Tapis	118
V.1.5.2	Dimensionnement du drain vertical	119
V.1.5.3	Dimensionnement de prisme	119
V.1.6	La clé d'étanchéité	119
V.2	Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue	119
V.2.1	Objectif de calcul d'infiltration	120
V.2.2	Détermination de la ligne de saturation	120
V.2.3	Hypothèses de calcul de la ligne de saturation	120
V.2.4	Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	121
V.2.5	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	123
V.3	Calcul des filtres	124
V.3.1	Règles des filtres	124
V.3.2	Détermination de la courbe granulométrique des filtres	125
	Conclusion	127
V.4	Etude de stabilité	127
V.4.1	Stabilité des talus	127
V.4.2	Méthode de FELLENIUS	128
V.4.3	Détermination du centre du cercle critique par la méthode de tranches	129
V.4.4	caractéristiques géotechniques des sols	131
V.4.5	Calcul des forces appliquées à chaque tranche	131
V.4.6	Classement des forces	132
V.4.7	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	133
	CONCLUSION	134
Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes		
	Introduction	135
VI.1	Ouvrage de vidange	135
VI.1.1	Différents types d'ouvrages de vidange	136
VI.1.2	Choix de la variante	136
VI.1.3	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	137
VI.2	Ouvrage de prise d'eau	19
VI.2.1	choix de la variante	139
VI.2.2	variante choisie	140
VI.2.3	Dimensionnement de la prise d'eau	140
VI.3	Ouvrage d'évacuation de crues	141
VI.3.1	Critères de choix de l'évacuateur de crue	141
VI.3.2	Différents types des évacuateurs de crues	141
VI.3.3	Choix de la variante	143
VI.3.4	Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue	143
	Dimensionnement hydraulique	143
	Canal d'aménée	143

Sommaire

	Déversoir	144
	Chenal d'écoulement	145
	coursier	147
	Dissipateur d'énergie	151
	Canal de restitution	152
VII.3.5	Hauteur des murs bajoyers	153
VII.3.6	Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	154
Chapitre VII : Organisation de chantier		
VII.1	Organisation technique de préparation	156
VII.2	Type de chantier	156
VII.3	intervenants sur chantier	157
VII.4	Travaux préparatoire et installation de l'entreprise	158
VII.5	Ordre d'exécution des travaux	158
VII.6	Les moyens de chantier	159
VII.7	L'implantation de l'ouvrage	159
VII.8	Planification	160
VII.8.1	Définition	161
VII.8.2	Techniques de la planification	161
VII.8.3	Construction du réseau	161
VII.8.4	Méthode du chemin critique (CPM)	161
VII.8.5	Attribution des durées de chaque opération	162
VII.9	Estimation du coût de projet	167
	Conclusion	168
Chapitre VIII : protection et sécurité du travail		
	Introduction	169
VIII.1	Cause des accidents de travail	169
VIII.2	Conditions dangereuses dans le chantier	170
VIII.3	Actions dangereuses	170
VIII.4	Mesures préventives	170
VIII.5	Principales fonctions du service de sécurité	171
VIII.6	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	171
	conclusion	173
Conclusion générale		

<i>Liste des tableaux</i>	page
Chapitre II: Etude géologique et géotechnique	
Tableau II-1 : Résultats des essais de perméabilités	13
Tableau II-2 : Résultats des essais de densité sèche, teneur en eau	14
Tableau II-3 : Résultats des essais de granulométrie	15
Tableau II-4 : Résultats des essais de la boîte de CASAGRAND	15
Tableau II-5 : Résultats des essais de cisaillement	16
Tableau II-7 : Résultats des essais OEDOMETRIQUES	16
Chapitre III: Etude hydrologique	
Tableau III-1 : Répartition en % de la surface élémentaire.	22
Tableau III-2 : Résultats de calcul.	24
Tableau III-3 : longueurs des courbes de niveaux.	26
Tableau III-4 : Temps de concentration.	31
Tableau III-5 : paramètres physico-morpho métriques du bassin versant	32
Tableau III-6 : caractéristiques géographiques de la station de TAOUGHRITE	33
Tableau III-7 : Différents types de températures Station de TAOUGHRITE (2001-2011)	33
Tableau III-8 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station TAOUGHRITE(2001-2011)	34
Tableau III-9 : Humidité relative moyenne (2001-2011)	34
Tableau III-10 : Différentes valeurs de l'évaporation (2001-2011)	35
Tableau III-11 : Différentes valeurs de l'évapotranspiration (2001-2011)	35
Tableau III-12 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel	36
Tableau III-13 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon	41
Tableau III-14 : Ajustement à la loi de Gumbel.	44
Tableau III-15 : Caractéristique de la loi Gumbel	45
Tableau III-16 : Ajustement à la loi Log-Normale	46
Tableau III-17 : Caractéristique de la loi log –Normal	52
Tableau III-18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle	52
Tableau III-19 : Pluies de courtes durées et leur intensité	56
Tableau III-20 : l'Apport moyenne interannuelle.	57
Tableau III-21 : Repartition mensuelle de l'apport moyen	57
Tableau III-22 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.	58
Tableau III-23 : Apport fréquentiel.	61
Tableau III -24 : La répartition mensuelle des apports	62
Tableau III-25 : valeur de α en fonction de la perméabilité	62
Tableau III-26 R récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.	63
Tableau III-27 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant	63
Tableau III -28 : Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky	64
Tableau III- 29 : Résultats de calcul de la formule de Turraza	64
Tableau III-30 : récapitulatif des résultats de la formule Possenti.	65
Tableau III -31 : Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI	66
Tableau III- 32 : Récapitulatif des résultats de débit de crue	67
Tableau III-33 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ :	68
Tableau III-34 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue	71

Tableau III- 35 : Les catégories des dommages	71
Tableau III-36 : Choix de la crue de projet.	72
Tableau III-37 : Répartition saisonnières des demandes	74
Tableau III-38 : Répartition saisonnières des demandes	75
Tableau III-39 : Courbe topographiques et volumétriques	77
Tableau III-40 : répartition mensuelle des besoins	78
Tableau III-41 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).	79
Tableau III-42 : Différentes valeurs de l'évaporation (2001-2011)	81
Tableau III-43 : Pertes dans la retenue.	84
Tableau III-44 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3)	85
Tableau III-45 : Deuxième Approximation	89
Tableau III-46 : Données initiales	90
Tableau III-47 : résultats de Calcul du débit déversant pour différents valeurs de hd et b	A
Tableau III.48 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	85
Tableau III.49 : Récapitulatif des résultats.	89
Tableau III- 50 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes	90
Tableau III-51 : Coût de déversoir	91
Tableau III-52 : Coût de coursier	2
Tableau III-53 : Coût Totale de la Retenue	92
Tableau III-54 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	94
Chapitre IV : Etude des variantes	
Tableau IV-1 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	99
Tableau IV-2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	99
Tableau IV-03 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids	100
Tableau IV-5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	101
Tableau IV-6 : Valeur d'admen fonction du type d'ouvrage	103
Tableau IV-7 : volume de recharge (Argile)	107
Tableau IV-8 : Volume du sable	108
Tableau IV-9 : Volume du gravier	108
Tableau IV-10 : Volume deRip-Rap	109
Tableau IV-11 : Volume du Noyau	109
Tableau IV-12 : Volume de la recharge	110
Tableau IV-13 : Volume du Rip Rap	110
Tableau IV-14 : Volume du sable	111
Tableau IV-15 : Volume du gravier	111
Tableau IV-16 : volume des recharges	112
Tableau IV-17 : Volume du béton	112
Tableau IV- 18 : Coûts des variantes étudiant	113
Chapitre V : Etude de la variante choisie	
TableauV-1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	121
Tableau V-2 :gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation	123
Tableau V-3 :gradient d'infiltration critique	

Tableau V-4 :coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage	124
Tableau V-5 : Coefficient de stabilité admissible des talus.	124
TableauV-6 :différentes valeurs de K1 et K2	128
Tableau V-7 : Caractéristique géotechnique	131
Tableau V-8 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	134
Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes	
Tableau VI -1: Coordonnée de profil creager	145
Tableau VI - 2 : Données de calcul	149
Tableau VI -3 : Calcul de la ligne d'eau	150
Chapitre VII: Organisation de chantier	
Tableau VII -1 : Types de chantier	157
Tableau VII -2: Symboles des opérations	163
Tableau VII -3 : Planning de travaux	165
Tableau VII -4: Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire de l'oued ABRIR	166
Tableau VII -5 : Récapitulatif du coût des travaux	167
Chapitre VIII: protection et sécurité du travail	
Tableau VIII - 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	172

<i>Liste des figures</i>	N° page
Chapitre I Etude topographique	
photo de la zone d'étude.	03
La situation générale de la zone d'étude.	03
limites du moyen Cheliff et le bassin versant.	04
Chapitre II Etude géologique et géotechnique	
Erosion intense observée dans la région du Dahra.	09
Carte de Zonage Sismique du Territoire National (classification 2003).	11
Chapitre III Etude hydrologique	
La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 000.	20
rectangle équivalent.	21
Courbe hypsométrique.	23
Réseau hydrographique	27
Répartition Mensuel de la Température.	34
Répartition Mensuel de l'Evaporation.	35
Répartition Mensuel de l'Evapotranspiration.	36
Répartition Mensuel de la Précipitation.	37
L'ajustement des pluies à la loi de Gumbel.	41
Ajustement à la loi Log-Normal.	42
Courbe Des Pluis Des Courtes Durées.	43
Courbes Intensité- Fréquence- Durée.	46
Répartition mensuelle de l'apport moyen.	46
Répartition mensuelle de l'apport moyen fréquentiel.	53
Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.	57
Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.	67
Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 20 ans.	69
Courbe surface - hauteur.	70
courbe capacité – hauteur.	73
Courbes $H=f(Q, q)$.	84
courbes $V=f(Q, q)$.	85
Courbe d'optimisation.	93
Chapitre V Etude de la variante choisie.	
Schéma qui illustre le principe de la méthode des tranches	129
Chapitre VI Ouvrage Annexes.	
Les paramètres du profil d'un déversoir.	144
Profil du déversoir.	145
Schéma d'un convergent de l'évacuateur.	147

Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21).	150
Chapitre V II organisation de chantier	
Réseau à nœuds.	164

Liste des planches

Planches N° 01: Plan de d'aménagement

Planches N° 02: Coupe géologique suivant l'axe du barrage

Planches N° 03: les variantes de la digue

Planches N° 04: calcul de stabilité

Planches N° 05: Profil en long de l'évacuateur de crue

Planches N° 06: Profil en long de la vidange et prise d'eau

Introduction générale

Introduction

Avec une démographie galopante et une demande en eau croissante, l'Algérie et exactement la wilaya de Chlef est contrainte de mobiliser au maximum ses ressources en eau superficielles par la réalisation d'un nombre assez important des retenues collinaires sur son territoire.

En vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est "l'eau" pour l'exploitation des petits périmètres d'irrigation, la direction des ressources en eau de la Wilaya de Chlef a programmé de réaliser une retenue collinaire sur oued **ABRIR** commune de **DAHRA** qui se trouve dans une région toujours gravement déficitaire en eau où les périodes de pénurie sont très courantes.

L'objet de mon mémoire est l'étude d'une retenue collinaire sur l'oued ABRIR à partir de sept chapitres sachant que chacun de ces chapitres nous donne des informations et une idée sur la faisabilité de la retenue. Pour les deux premiers, qui sont l'étude topographique et l'étude géologique et géotechnique nous permet de localiser avec précision le site favorable de la retenue puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur la plus économique de déversoirs à partir d'une étude hydrologique, ensuite on a un chapitre technico-économique pour choisir la variante la plus favorable pour la retenue et on va vérifier leur stabilité.

Puis on a la deuxième partie de ce mémoire qui est le dimensionnement des ouvrages annexes de cette retenue. En fin on se termine par deux chapitres, l'organisation de chantier afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts, et le chapitre de la protection de travail pour assurer la protection de la santé et la capacité de travail des travailleurs.

INTRODUCTION :

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, avant de commencer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

L'ouvrage à étudier est destiné à retenir les eaux de l'oued d'ABRIR dans la commune de DAHRA à fin de l'utiliser dans l'irrigation pendant la période sèche de l'année et d'éviter par conséquence l'inondation hivernale des terrains dans une partie cultivable.

I- CHOIX DE SITE DE LA RTENUE :

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la retenue sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes, facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles de la retenue dans la région, et sur la base des résultats géologique et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.



Figure .I.1 : photo de la zone d'étude (source : DRE chlef année 2007)

I-1) Présentation géographique de la retenue :

La retenue de OUED ABRIR est située à une dizaine de kilomètres au nord de la ville de CHLEF, occupant le versant occidentale du massif de DAHRA ; elle s'étend sur la rive droite de l'oued Chélif. Elle est limitée au nord par la mer méditerranéenne, à l'ouest par le plateau de Hachacha, au sud par l'oued de Chélif et à l'Est par Marsa.

Les coordonnées du site d'après la carte d'état-major KRAMIS – échelle 1/50.000 sont :

$$X=329.62 \text{ km}$$

$$Y=330.90 \text{ km}$$

$$Z= 325 \text{ m}$$



Figure.I.2 : La situation générale de la zone d'étude

I-2) Topographie du bassin versant :

Le relief du bassin versant est montagneux, les cotes absolues de la ligne de partage des eaux varient entre 325 à 750m, avec une direction d'écoulement dans le bassin versant sud nord. Le réseau hydrographique du bassin versant de l'oued ABRIR est bien développé, le lit de l'oued est presque sinueux et stable, la largeur varie de quelque vingtaine de mètre.

L'érosion est faible, l'évolution de ravins n'est pas observé, le bassin proprement dit est faiblement boisé, ou presque sans reboisement. Le charriage du transport solide pendant la reconnaissance est insignifiant. On peut dire que le facteur principal de la formation maximale est les précipitations maximales.

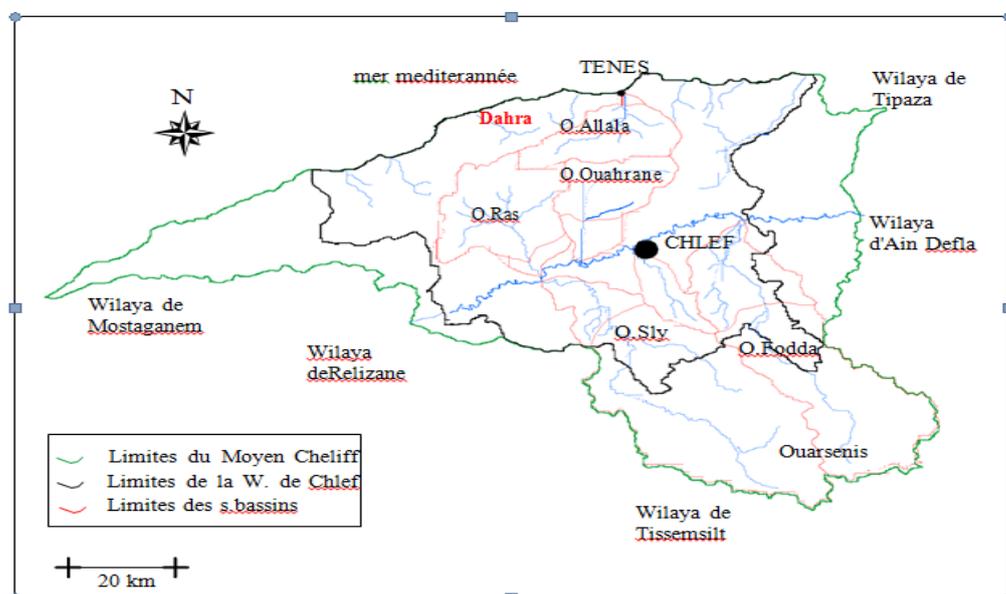


Figure.I.3 :Limites du moyen Cheliff et le bassin versant.

Conclusion:

D'après ces informations sur le site de la future retenue nous constatons d'une façon générale que le site de la retenue sur oued ABRIR de la commune de DAHRA de la wilaya de CHLEF est faisable du point de vue topographique dont aucun risque particulier n'est à craindre.

INTRODUCTION

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder :

- ❖ Les diverses techniques possibles ;
- ❖ L'identification et choix du site du barrage ;
- ❖ Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- ❖ Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- ❖ La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

L'étude géologiques de la retenue collinaire sur l'oued Abrir de wilaya de Chlef est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région ; le levé géologique du site et sa notice ainsi que les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et au laboratoire.

II-ETUDE GEOLOGIQUE

II-1) Généralité sur la région d'étude

Le site de la retenue de "OUED ABRIR" est localisé dans la commune de DAHRA situé à une dizaine de kilomètres au nord de la ville de wilaya de CHLEF. Occupant le versant occidentale du massif de DAHRA ; elle s'étend sur la rive droite de l'oued Chélif. Elle est limitée au nord par la mer méditerranéenne, à l'ouest par le plateau de Hachacha , au sud par l'oued de Chélif , a l'Est par Masra .

Les coordonnées du site d'après la carte d'état major KRAMIS – échelle 1/50000 sont :

X=329 .62 km

Y=330.90 km

Z= 325 m

II-2) Etude et reconnaissance du site

Base topographique et ouvrages consultés :

- Levé topographique de la cuvette au 1/200^{ème} ;
- Carte d'état major de KRAMIS au 1/50.000^{ème};

II-3) Reconnaissance géologiques et géotechniques

II-3.1) Situation géologique régionale

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

L'objectif de ces études est donc de répondre aux questions concernant:

- 1/- La stabilité mécanique du barrage, l'étanchéité de son corps et de la cuvette.
- 2/- La stabilité de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires s'il faut.

Un site est géologiquement favorable lorsqu'il :

- ❖ Permet de réaliser une retenue imperméable.
- ❖ Assurer une bonne assise à la digue.
- ❖ Fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue.

En se basant sur les observations faites sur les cartes géologiques de la région et sur le terrain, la région d'étude constitue la bordure nord de la partie orientale du bassin du bas Chélif, qui fait partie des bassins néogènes sub-littoraux de l'Algérie Nord occidentale. Le bassin du bas Chélif se trouve entre les massifs côtiers et les massifs internes de l'Atlas tellien Oranais et occupe une grande partie du sillon médian. Il constitue une vaste cuvette, limité au Nord par l'axe du Murdjadjo, les Massifs d'Arzew et le massif du Dahra. Sa bordure méridionale est constituée du profil Tessala, béni-Chougrane et le massif de l'Ouarsenis.

Le bassin néogène du Bas Chélif est situé dans la partie médiane de la chaîne alpine d'Afrique du Nord. Il est qualifié de type intra-montagneux (selon le rapport de géologie remis par la DRE de la wilaya de CHLEF) .

Le bassin néogène du Bas Chélif est situé dans la partie médiane de la chaîne alpine d'Afrique du Nord. Il est qualifié de type intra-montagneux

D'une façon générale, les terrains néogènes sont bien représentés dans les aires centrales du bassin. Ils sont peu épais au niveau des marges et, une certaine continuité au centre du bassin. A l'inverse, les manifestations orogéniques et les mouvements eustatiques génèrent de nombreuses discontinuités néogènes plus ou moins importantes permettant ainsi de délimiter des coupures stratigraphiques plus ou moins importantes dans ce bassin.

On distingue dans ces terrains deux périodes géologiques le Miocène et le Pliocène ; dans la première période qui nous intéresse, on définit deux cycles transgressifs :

-Un Miocène inférieur, discordant sur le substratum crétacé, daté du Burdigalien matérialisé par des conglomérats, des grès et marnes bleues.

-Un Miocène supérieur transgressif dit « Vindobonien » caractérisé par une importante sédimentation marine et continentale. Ce cycle correspond à la mégaséquence II. Ce découpage stratigraphique reste généralement valable bien que souvent actualisé.

- Après les phases de plissement des terrains secondaires et suites aux différents phénomènes d'érosion, la région a été le siège d'une sédimentation essentiellement détritique, qui rentre dans le cadre général d'un cortège sédimentaire de bas niveau marin.

- Au Tortonien, la région a connu une grande transgression marine avec les dépôts de marnes. Il s'agit d'un cortège transgressif.

- Au Messinien, la sédimentation est à caractère moins profond, donc on assiste à un léger recul de la mer.

- Au Messinien inférieur la région a été le siège d'un prisme de haut niveau annoncé par les dépôts diatomitiques.

- Le Messinien supérieur est marqué le confinement du milieu, qui a été exprimé par les dépôts évaporitiques. Ce dernier présente un prisme de bas niveau.

II-3.2) Stratigraphie régionale

La description géologique des différentes formations litho stratigraphique (selon le rapport de géologie remis par la DRE de la wilaya de CHLEF) :

Pour toutes indications stratigraphiques relatives à la zone montagneuse principale, qui présente une admirable série d'étage géologique.

Du point de vue litho stratigraphique, la région du Chlef est constituée par des formations du cénozoïque et quaternaire.

▪ **Quaternaire :**

Essentiellement des alluvions récentes à actuels, formations très développées dans la région, sont limitées à quelques fonds d'oueds et à la vallée d'oued CHLEF et oued FODDA.

Principalement constituée par des éboulis, dunes de sables, graviers, et des limons d'argiles.

▪ **Néogène :**

- Pliocène supérieur:

Essentiellement constituée par des grès, marnes bleues bien exposées dans la plaine du chlef, calcaires en bancs métriques.

- Miocène supérieur :

Principalement des marnes gypseuses, calcaires, marnes bleues, et des grès.

Le forage effectué les services de recherches et d'exploitation montre l'importance de ces formations de marne bleues.

- Miocène inférieur:

Essentiellement des marnes grisâtre saine, des grès et des conglomérats à éléments de taille très variable mal triés avec des niveaux sableux ou gréseux.

- Anténéogène:

Formations de leurs faciès avant le dépôt de la formation de néogène.

II-3.3) contexte géologique local

La géologie du site d'Oued Abrir constituée d'une succession monotone de terrain sédimentaire formé d'intercalation de grès et de marne

Attribué au pliocène qui affleure au sommet, sa partie basale est formée de marne attribuée au miocène.

La rive droite est formée de d'argile marneuse verdâtre avec une matrice argileuse schisteuse grise verdâtre ainsi que la rive gauche, d'après la reconnaissance et l'investigation géologique menée sur terrain, le tout est surmonté par un affleurement gréseux attribué au pliocène.

Le lit de l'oued formé d'argile schisteuse grise de couleur brune.



Photo.1: Erosion intense observée dans la région du dahra (DRE CHLEF 2007)

II-4) la sismicité

Le but de cette recherche est de spécifier les paramètres techniques pouvant servir au dimensionnement parasismique des structures de Génie Civil (Evacuateur de crue etc.), reconnues nécessaires à l'édification de la future retenue collinaire.

Pour cela, la démarche entreprise est:

Une analyse des prescriptions réglementaires générales du R.P.A 99 (en particulier celles pouvant s'appliquer spécifiquement dans la région du (DAHRA).

- **Alea sismique et microzonation**
- **Aléa sismique**

La carte néotectonique de la Wilaya de CHLEF et celle relative aux sources sismiques se rattache à la partie du moyen chélif orientale de la région tellienne, dont la déformation néotectonique et l'activité sismique résultent directement de l'interaction entre les plaques Africaines et Eurasiennes la sismicité historique et instrumentale de cette région couvre une période allant de 1500 à 2003.

- Parmi les failles sources recensées dans cette wilaya, nous avons retenu particulièrement :
- Le pli-faille de Boukadir
- La faille de Relizane
- La faille de Dahra
- La faille d'O. Allal

II-4.1) MICROZONE SISMIQUE

- Les études de Microzonage effectuées dans la région ont tenu compte :
- de l'ensemble des relations d'atténuation, des relevées des stations d'accélérographe gérées par le CGS et de la classification des sols en deux types :
- site en sol mou (ou altéré)
- site en sol ferme
- les vitesses moyennes des ondes de cisaillement (V_s) proposées par ces études sont :
- $V_s \geq 750$ (m/s) : pour un sol rocheux
- 360 (m/s) $< V_s < 750$ (m/s) : pour un sol raide
- 180 (m/s) $< V_s < 360$ (m/s) : pour un sol mou

II-4.2) Analyse des prescriptions réglementaires du RPA 99

Applicables à la région de DAHRA(selon le rapport de sésmité remis par la DRE de la wilaya de CHLEF).

- Le RPA 99 a classé l'ensemble de la Wilaya de Chlef dans la zone sismique III.
- La vitesse moyenne d'onde de cisaillement préconisée (V_s) correspondant aux différentes catégories de sol, est le suivant :
- catégorie S1 (site rocheux) $V_s \geq 800$ m/s
- catégorie S2 (site ferme) 400 m/s $< V_s < 800$ m/s
- catégorie S3 (site meuble) 200 m/s $< V_s < 400$ m/s
- catégorie S4 (site très meuble) $V_s < 200$ m/s

Pour le cas particulier de la stabilité des pentes l'article 10.3 du RPA préconisé ce qui suit : en l'absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité (des talus, versants et digues et ouvrages annexés) peut être effectuée en 1^{ère} analyse avec un calcul statique équivalent, par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées du coefficient sismique :

$$K = 0.4a$$

(Selon le document technique réglementaire DTRE B C 2 48 du ministère de l'habitat et de l'urbanisme)

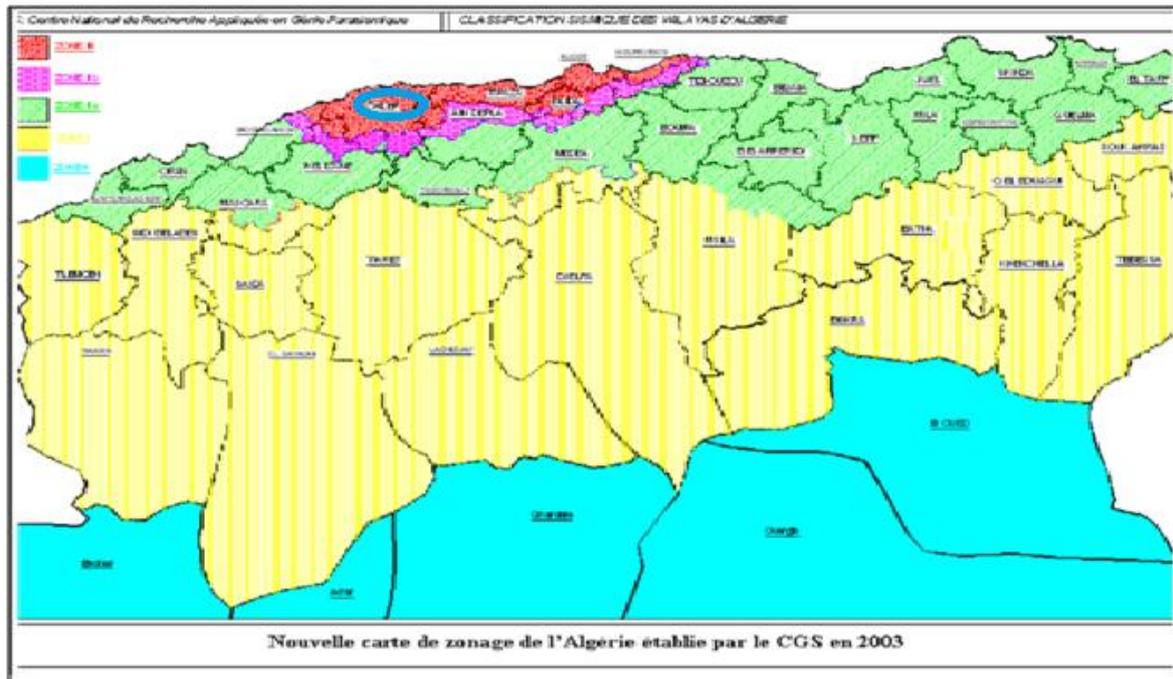


Figure II-2 : Carte de Zonage Sismique du Territoire National (RPA99 ADDENDA2003).

II-5) Etude géotechnique

L'étude géotechnique est basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles on établit un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage

suivi des prélèvements des échantillons de sol en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géomécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechniques et chimiques de laboratoire.

II-5.1) LITHOLOGIE DU TERRAIN

La description lithologique des échantillons récupérés sur place du site montre que la totalité de l'assiette du terrain est constituée par une couche de terre végétale de 0.20 m d'épaisseur suivie par une couche d'argile marneuse schisteuse grise.

La zone d'emprunt est constituée par une couche de terre végétale de 0.3 m d'épaisseur suivie par une argile marron verdâtre et une couche d'argile schisteuse grise verdâtre.

II-5.2) prospection géotechnique du terrain**II-5.2.1) Essais in situ****- Les sondages carottés**

Pour mettre en évidence la nature lithologique des couches traversées et surtout de prélever des échantillons intacts pour les soumettre aux essais de laboratoire (notamment mécaniques : cisaillement et odomètres), (03) trois sondages carottés ont été réalisés sur le lit de l'oued et sur les deux rives.

- ❖ SC1 : sur la rive gauche de l'oued.
- ❖ SC2 : au lit de l'oued.
- ❖ SC3 : sur la rive droite de l'oued.

- Essai de perméabilité (type LEFRANC)

Il a été programmé un essai chaque 2 m de profondeur aux trois sondages réalisés. Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau I-1. Résultats des essais de perméabilités des différentes tranches des sondages

Sondage	profondeur (m)	perméabilité (cm/s)	observation
SC1 Rive gauche	0,00-2,00	$2,75 * 10^{-11}$	Imperméable
	2,00-4,00	$2,71 * 10^{-11}$	
	4,00-6,00	$2,03 * 10^{-10}$	
SC2 Lit d'oued	0,00-2,00	$1,05 * 10^{-11}$	Imperméable
	2,00-4,00	$2,09 * 10^{-10}$	
	4,00-6,00	$2,05 * 10^{-11}$	
SC3 Rive droite	0,00-2,00	$3,20 * 10^{-10}$	Imperméable
	2,00-4,00	$0,71 * 10^{-11}$	
	4,00-6,00	$2,10 * 10^{-10}$	

II-5.2.2) Essais au laboratoire

La connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique et hydraulique des matériaux constituant la fondation de l'ouvrage étudié, et de ceux dont on envisage l'utilisation pour sa construction, est nécessaire au projeteur pour concevoir La retenue le mieux adapté à son contexte géotechnique.

Cette connaissance est acquise pour partie grâce à la réalisation d'essais géotechniques en laboratoire.

La réalisation de ces essais requiert la mise en œuvre de procédures normalisées et de matériels spécifiques.

Elle ne peut être confiée qu'à des Laboratoires de Mécanique des Sols et des Roches expérimentés et parfaitement équipés.

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

❖ Les essais d'identification physique

- L'analyse granulométrique qui étudie a répartition des grains, constituant le sol selon leur taille.

- Limites d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)

❖ Les essais mécaniques

- Les essais de compressibilité: le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, la caractéristique nécessaire au calcul des tassements aux sols en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses mêmes tassements.

- L'essai Proctor normale, pour déterminer la densité max requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage

a) Les caractéristiques physiques

✓ **Densité sèche, teneur en eau**

Tableau I-2. Résultats des essais de densité sèche, teneur en eau

	Profondeur	$\gamma_h (t/m^3)$	$\gamma_d(t/m^3)$	$\gamma_{sat}(t/m^3)$	W%
SC1	3,4 /5,2	1,95	1,66	2,68	21,45
SC2	3,5/5,3	1,92	1,65	2,66	19,51
SC3	3/4,5	1,93	1,75	2,69	20,59

L'analyse de ces résultats montre que le sol est moyennement dense, moyennement humide et se présente en matériau humide.

✓ **Granulométrie**

Les résultats de l'essai granulométrique: sont donnés dans le tableau

Tableau I-3. Résultats des essais de granulométrie(d'après le rapport géotechnique de la DRE de la wilaya de CHLEF)

Ouverture des tamis (mm)	Fouille n°1 Tamisât %	Fouille n°2 Tamisât %	Fouille n°3 Tamisât %	Fouille n°4 Tamisât %
10	100	100	98	100
5	93,4	88	92,5	93
2	88,75	85	92,5	85
1	83	83	87	71,8
0,2	63,05	79,5	75,5	44,8
0,08	55,25	77,5	71	38,6

Les matériaux utilisés pour le remblai des digues seront des matériaux provenant soit gîtes, emprunt excédentaires ou soit des déblais réutilisables dont :

- Ils doivent contenir au moins 20% d'éléments inférieur à 0,05.

✓ **Limites d'Atterberg**

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité)

Déterminées a l'aide de la boîte de CASAGRANDE sur le matériau prélevé sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau I-4. Résultats des essais de la boîte de CASAGRANDE(d’après le rapport géotechnique de la DRE de la wilaya de CHLEF)

	Fouille n°1	Fouille n°2	Fouille n°3	Fouille n°4	Fouille n°5	Fouille n°6
Limite de liquidité	45,26	45,06	48,11	31,74	35,58	41,23
Limite de plasticité	29,02	27,27	28,81	20,64	20,34	27,15
IP	16,24	17,83	19,3	11,1	15,24	14,08

Selon l’abaque de CASAGRANDE, cette formation appartient au domaine des sols peu plastiques.

b) Les caractéristiques mécaniques

✓ **Essais de cisaillement**

Les échantillons testés pour connaître la résistante du sol ont été soumis à des essais de cisaillement rectiligne de type UU.

UU : Non consolidé non drainé

On a obtenu les résultats suivants :

Tableau I-5. Résultats des essais de cisaillement (d’après le rapport géotechnique de la DRE de la wilaya de CHLEF)

	Profondeur	La Cohésion non drainé (bar)	L’angle de frottement ϕ_u°
SC1	3,4 /5,2	1,6	35
SC2	3,5/5,3	1,4	31°
SC3	3/4,5	1,52	33°

✓ **Essais Proctor**

Les résultats testés donnent les valeurs suivantes :

$$\gamma_{d \max} = 1.674 \text{t/m}^3$$

$W_{opt}=15.92\%$

✓ **Essais oedometriques**

Les résultats obtenus sont :

Tableau I-6. Résultats des essais OEDOMETRIQUES(d'après le rapport géotechnique de la DRE de la wilaya de CHLEF)

N°de puits	Prof (m)	P _c bars	C _c	C _g
SC1	3,4 /5,2	1,08	0,130	0,006
SC2	3,5/5,3	1,2	0,141	0,013
SC3	3/4,5	1,1	0,128	

L'analyse de ces résultats nous montre que le sol est sous consolidé à normalement consolidé dans son ensemble, faiblement compressible et non gonflant.

II-5.2.3) ESSAIS CHIMIQUES

- Teneur en insoluble75.00%
- Teneur en carbonates ... CaCo3.....4.450%
- Teneur en sulfatesSo4-.....Non
- Teneur en matière organique MO.....Non

Conclusion

- ✓ Sur le site objet de cette étude, il est prévu la réalisation d'une retenue collinaire.
- ✓ Le terrain dans l'ensemble est étanche, et stable.

- ✓ le contexte géologique à dominance argileuse est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.
- ✓ les matériaux argileux analysés présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes tant en qualité qu'en quantité pour une utilisation comme matériau de construction en zone d'emprunt .
- ✓ La teneur en calcaire n'est pas très importante et ne présente aucun risque de solubilité, étant partie intégrante constituant le matériau.
- ✓ Pour garantir un bon ancrage de la digue, il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe du barrage, assez large pour permettre l'accès aux engins, sa profondeur sera en fonction de la hauteur de la digue en général (1/4H) .il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise.
- ✓ Le choix du matériel de compactage est primordial pour une bonne exécution des travaux.

Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Abrir tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences, également seront déterminés les débits maximums et les apports solides, Cela constituera la première partie de ce chapitre, et la deuxième partie concernera l'étude de la régularisation.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes.

III-1) BASSIN VERSANT

III-1.1) Définition du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainé par un système fluvial quel que soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

III-1.2) Comportement hydrologique

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par le biais de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit **Q** en fonction du temps **t** constitue un **hydrogramme** de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un **limnigramme** qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

III-1.3) Description du bassin versant

Le relief du bassin versant est montagneux, les cotes absolues de la ligne de partage des eaux varient entre 750 et 325 m, avec une direction d'écoulement dans le bassin versant sud nord. L'érosion est faible, l'évolution des ravins n'est pas observée, le bassin proprement dit faiblement boisé.

Le réseau hydrographique du bassin versant de l'oued ABRIR est bien développé, le lit de l'oued est presque sinueux et stable, sa largeur varie de quelque vingtaine de mètres. D'après l'investigation menée sur terrain pendant la période d'étiage le courant est tranquille. Le charriage de transport solide pendant notre reconnaissance est insignifiante.

III-1.4) Etude physique du bassin versant

L'objectif du présent chapitre est d'exposer les divers méthodes de mesures, de calcul et de présentation employée pour décrire les principales caractéristiques physiques du bassin.

- ❖ Caractéristiques morphologiques (de forme)
- ❖ Caractéristiques topographique (de relief)

III-1.4.1) Caractéristiques morphologiques du bassin versant

✓ **Superficie :**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 6.41 \text{ km}^2$$

✓ **Périmètre :**

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 12.36 \text{ km}$$

✓ **L'indice de compacité de Gravelius**

L'indice de compacité est défini comme étant le rapport du périmètre à la surface du bassin versant, Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme : plus la forme du bassin prend la forme d'un cercle ; plus il est ramassé, plus la forme du bassin est proche d'un rectangle ; plus il est allongé.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots \text{III- 1}$$

K_G : Indice de compacité de Gravelius,

S : surface du bassin versant [km^2],

P : périmètre du bassin [km].

. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

A.N :

$$K_G = 0.28 \frac{12.36}{\sqrt{6.41}} = 1.37$$

$K_G > 1$ donc le bassin est allongé

Figure III.1 qui vient après donne la représentation du bassin versant de l'oued ABRIR .

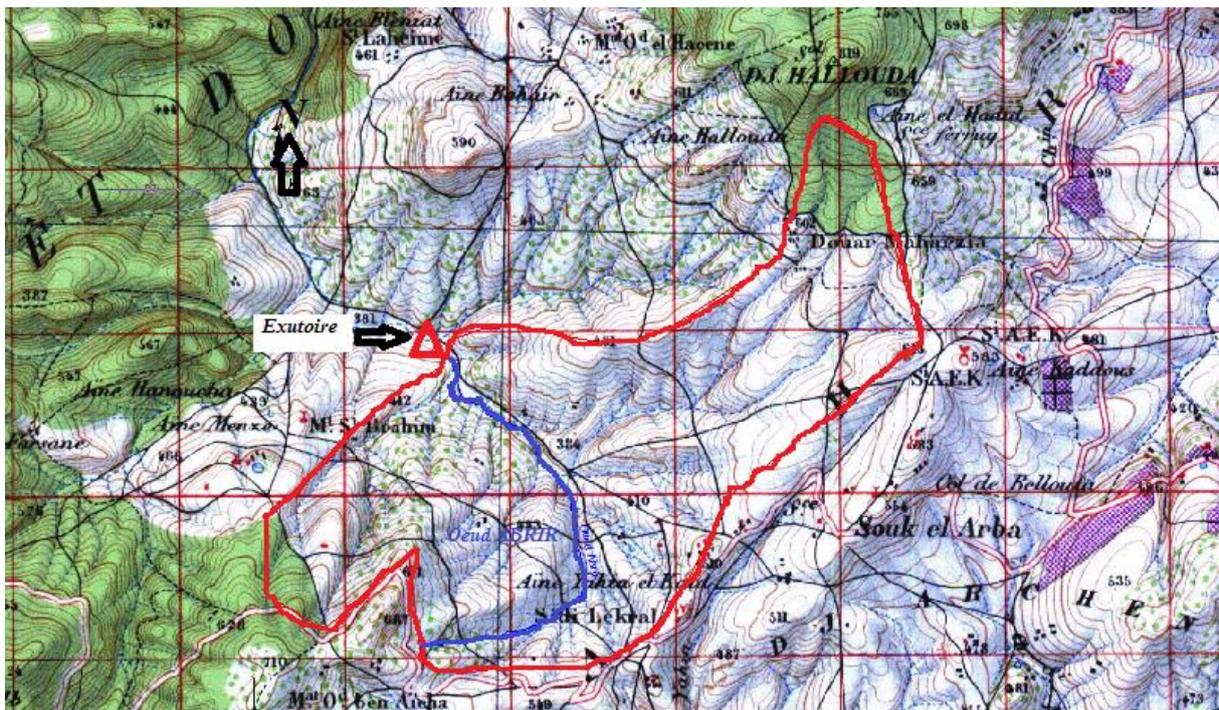


Figure III-1: La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 000

✓ **Rectangle équivalent**

La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent [**P=2(L+l)**].

La surface du rectangle équivalent [**S=L · l**].

Le coefficient de compacité [$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$]

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{S}}{1,12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \text{ Si } K_G \geq 1,12 \dots\dots\dots \text{III- 2}$$

$$L = \frac{1,37\sqrt{6,41}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,37} \right)^2} \right] = 4,63\text{km} \dots\dots\dots \text{III- 3}$$

Et :

$$l = \frac{12,36}{2} \cdot 4,63 = 1,37\text{km}$$

La représentation du rectangle équivalent est donnée dans la page suivante (figure III.2)

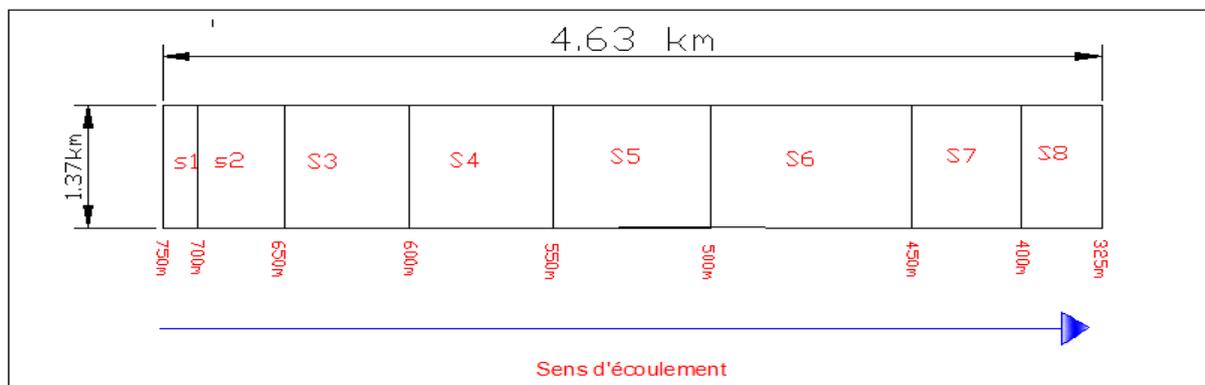


Figure III-2: rectangle équivalent du bassin versant

III-1.4.2) Caractéristiques topographiques**III-1.4.2.1) Paramètres du 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.

III-1.4.2.1 a) La 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.

Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	S_i [Km ²]	S_i [%]	S_i cum [%]
750 à 700	0.11	1.72	1.72
700 à 650	0.26	4.05	5.77
650 à 600	0.50	7.80	13.57
600 à 550	0.92	14.35	27.92
550 à 500	1.26	19.65	47.57
500 à 450	1.41	22.00	69.57
450 à 400	1.15	17.94	87.51
400 à 325	0.80	12.48	100

III-1.4.2.1 b) Les altitudes caractéristiques

✓ **L'altitude maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique (FigIII.3) on a :

$H_{max} = 750 \text{ m NGA}$

$H_{min} = 325 \text{ m NGA}$

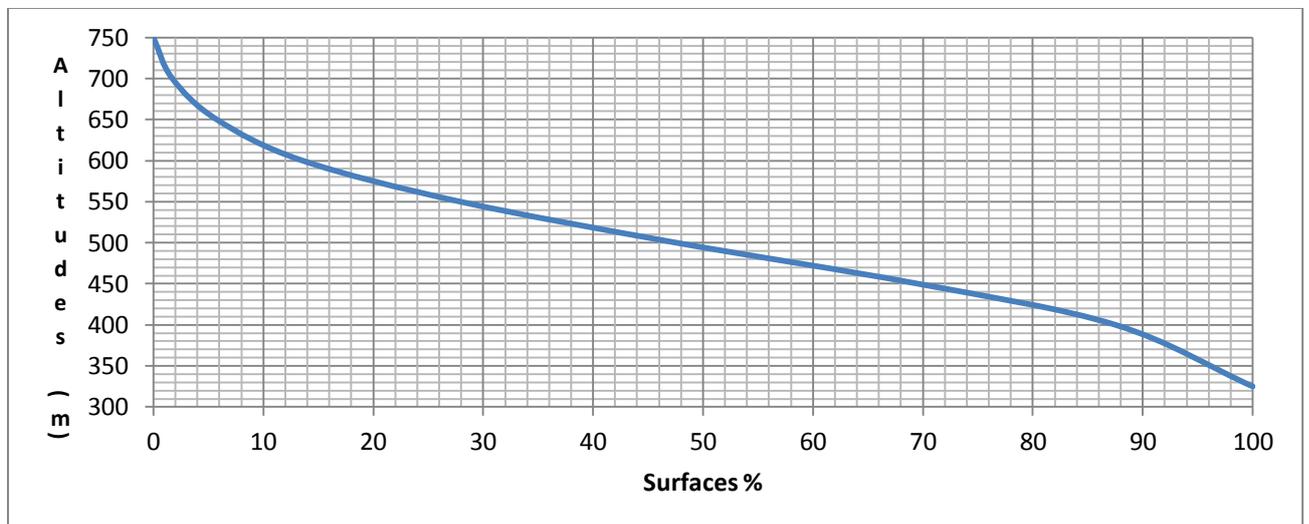


Figure II.03 : Courbe hypsométrique.

✓ **L'altitude moyenne du bassin versant**

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

$$H_{moy} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots \text{III- 4}$$

- Avec :
- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
 - S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
 - H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
 - S : superficie totale du bassin versant [km²].

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

Tableau III.02 : Résultats de calcul.

Altitude (m)	H _i [m]	S _i [Km ²]	S _i .H _i [Km ² .m]
750 à 700	700	0.11	77
700 à 650	675	0.26	175.5
650 à 600	625	0.50	312.5
600 à 550	575	0.92	529
550 à 500	525	1.26	661.5
500 à 450	475	1.41	669.75
450 à 400	425	1.15	488.75
400 à 325	362.5	0.80	261.2

$$H_{\text{moy}} = \frac{3175.2}{6.41} = 543.72 \text{m.NGA}$$

✓ **L'altitude médiane :**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig III.3) on a :

$$H_{50\%} = 492 \text{m}$$

$$H_{5\%} = 642 \text{m}$$

$$H_{95\%} = 357 \text{m}$$

III-1.4.2.2) La pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct c'est-à-dire le temps de concentration T_c et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S}$$

$$\text{Où : } I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots \dots \dots \text{III- 5}$$

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude)

Tableau III.03 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	ΔH (m)	L_i [km]
750		0.29
700	50	0.31
650		0.59
600		1.35
550		2.33
500		2.15
450		7.32
400		6.14
325	25	3.12

Donc :

$$i_m = \frac{50 \cdot 10^{-3} \cdot 23.31}{6.41} \cdot 100\% = 18.18\%$$

III-1.4.2.3) Indice de pente globale i_g :

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots \text{III- 6}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$H_{5\%} = 642 \text{ m} ; \quad H_{95\%} = 357 \text{ m}.$

A.N :

$$i_g = \frac{642 - 357}{4.6310^3} \cdot 100\% = 6.155\%$$

III-1.4.2.4) L'indice de pente i_p

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n S_i (H_i - H_{i-1}) \dots \dots \dots \text{III- 7}$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle correspondante (%).

Soit :

$$i_p = \mathbf{23.17\%}$$

III-1.4.3) Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schaum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ». Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre 5.

La représentation de Schaum sur notre bassin versant est fournie dans la figure III.4

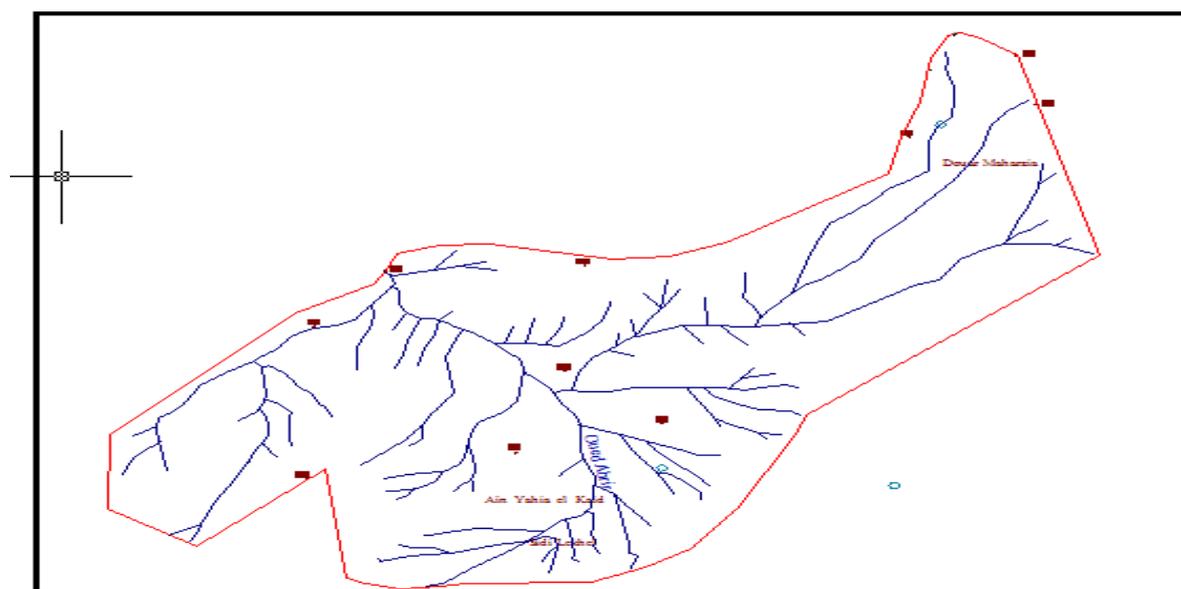


Figure II.04 : Réseau hydrographique échelle 1/50000.

III-1.4.3.1) La longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique et à l'aide d'un curvimètre la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 4 \text{ Km}$$

III-1.4.3.2) La pente moyenne d'un cours d'eau

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, il agit sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{L} \dots \dots \dots \text{III- 8}$$

Où :

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH_{max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N :

$$P_{\text{moy}} = \frac{700 - 325}{4.10^3} \cdot 100\% = 9.73\%$$

III-1.4.3.3) Le degré de développement du réseau✓ **La densité de drainage**

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \dots\dots\dots III- 9$$

Avec : D_d : densité de drainage [km/km²] ;
 L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;
 S : surface du bassin versant [km²].

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.).

A.N :

$$D_d = \frac{31.88}{6.41} = 4.97.km/km^2$$

✓ **La densité hydrographique coefficient de torrentialité**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots\dots\dots III- 10$$

Où :

F : densité hydrographique [km⁻²] ;
 N_i : nombre de cours d'eau ;
 S : superficie du bassin [km²].

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

$$F = \frac{91}{6.41} = 14.2 km^{-2}$$

✓ **coefficient de torrentialité**

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation n:

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots \text{III- 11}$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

A.N :

$$C_t = 4.97 \cdot 14.2 = 70.57 \text{ Km}$$

✓ **Le temps de concentration**

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, il est calculé par les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots \text{III- 12}$$

A : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$: respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{6.41} + 1.5 \cdot 4}{0.8\sqrt{492 - 325}} = 1.55 \text{ heure}$$

- Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots \text{III- 13}$$

A.N :

- Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \dots\dots\dots III- 14$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 4^{0,77} \cdot 0,18^{0,385} = 0.99\text{heure}$$

- Formule de VENTURA :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{moy}}} \dots\dots\dots III- 15$$

A.N :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{6.41}{0,18}} = 0.75 \text{ heure}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant (Tableau III.4).

Tableau III.04 : Temps de concentration.

Formule	T _c (heure)
GIANDOTTI	1.55
CALIFORNIA	0.48
KIRPICH	0.99
VENTURA	0.75

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de KIRPICH car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

T_c = 1heure

✓ Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots III- 16$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = \frac{4}{1} = 4 \text{ km/h}$$

Tableau III.05 : Paramètres physico-morpho métriques du bassin versant

Désignation	unité	Sym.	valeur
Surface	Km ²	S	6.41
Altitude maximale	M	H _{max}	700
Altitude minimale	m	H _{min}	325
Altitude moyenne	m	H _{moy}	543
Altitude médiane	m	H _{méd}	492
Indice de pente globale	%	i _g	6.155
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	18.18
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	4.97
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	9.73
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	14.2
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	4
Périmètre du bassin	Km	P	12.36
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1,3
Temps de concentration	H	T _c	1
Coefficient de torrentialité	***	C _t	70.57

III-2) CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

- La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace.
- l'humidité.
- la température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III-2.1) Station de référence

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone d'étude, on a pris en considération les observations faites dans la station de TAOUGHRITE.

Tableau III -6: les caractéristiques géographiques de la station de TAOUGHRITE

<i>Station</i>	<i>Code ANRH</i>	<i>Coordonnées (km)</i>		<i>Altitude(m)</i>	<i>Observations</i>
		<i>X</i>	<i>Y</i>		
<i>TAOUGHRITE</i>	01-01-15	340.95	329.05	680	fonctionnelle

(Source: ANRH)

III-2.2) Le climat

Du faite de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractéristiques principales suivantes : Un été sec et très chaud, un hiver relativement humide et froid.

III-2.3) Température

Notre région est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été très chaud et sec et un hiver humide et froid dont la température maximale Tmax = 38.99°c et minimale Tmin =5.3°c

Tableau n°III-7 : Différents types de températures Station de TAOUGHRITE (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
Tmax°	26,8	23,9	18,3	12,9	11,7	13,7	16,9	22,6	28,7	36,5	37,7	38,9
Tmin°	24,1	18,6	13,4	9,8	5,3	6,2	8,01	14,5	17,8	25,5	27,8	27,7
Tmoy c°	24,4	21,2	15,8	11,4	8,5	9,95	12,4	18,5	23,2	31	32,7	33,3

(Source : ONM)

La répartition mensuelle de température figure dans la **figure N° III.5**

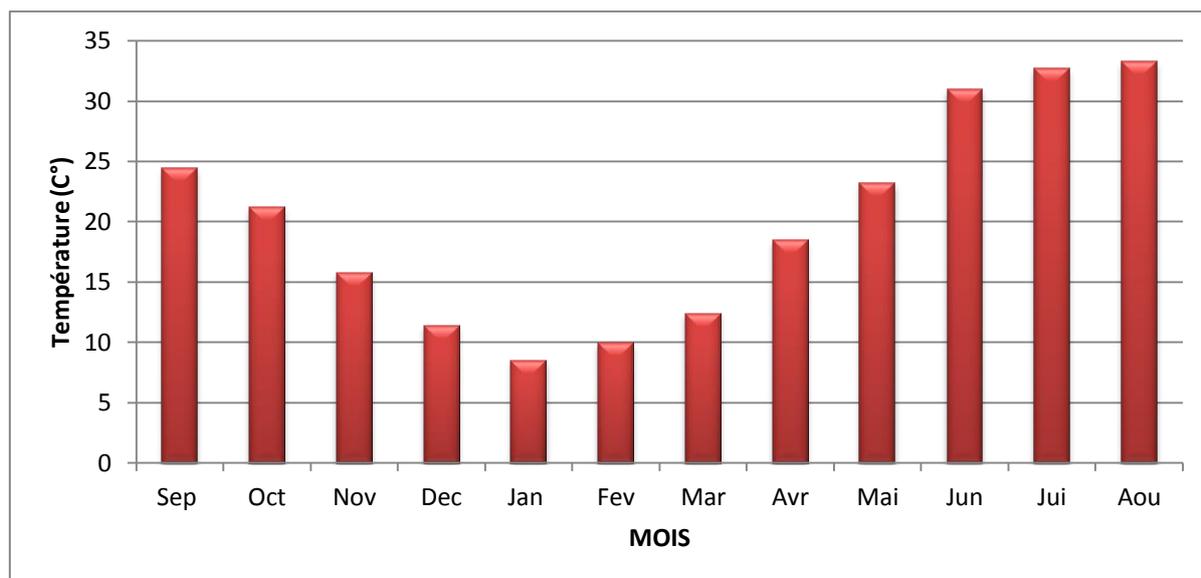


Figure III-5 : Répartition Mensuel de la Température

III-2.4) Le vent

Les vents sont de fréquences différentes durant l’année et les vents dominants sont de direction Ouest, surtout pendant la saison chaude.

Tableau n° III-8 :Vitesse moyenne du vent en m/s – Station TAOUGHRITE (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
Vm/s	2.8	2.6	2.9	2.8	2.9	2.3	3.1	4.2	4.5	3.4	4.6	3.2

(Source : ONM)

III-2.5) Humidité relative

C’est l’un des éléments essentiels du cycle hydrologique. Source de toutes les précipitations,elle contrôle pour une large part les taux d’évaporation de la couverture végétale.Elle représente le rapportentre la quantité de vapeur d’eau contenue dans un certain volume d’air et la quantitéquepeut contenircemêmevolumeà l’étatdesaturation.

Tableau n°III-9 : Humidité relative moyenne (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
H%	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50

(Source : ONM)

L’humidité relative moyenne est de 68%. Elle présente un maximum en Décembre (82 %) et un minimum en Juillet (49 %)

L’humidité se manifeste durant sept mois dans l’année soit du mois d’octobre au mois d’avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l’année, notamment

III-2.6) Evaporation et l'évapotranspiration

L'évaporation est une des composantes fondamentales du cycle hydrologique, son étude est essentielle pour connaître le potentiel hydrique d'une région ou d'un bassin versant. Pendant la saison sèche l'évaporation est plus intense que pour la saison froide.

Tableau n° III-10 : Différentes valeurs de l'évaporation (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
EV (mm)	181.6	111.6	78.3	67.1	47.1	57.5	90.8	114.0	160.3	221.3	279.2	239.2

(Source : ANRH)

L'évaporation moyenne annuelle retenue est de **1645mm**, comme on le remarque dans le tableau n°III-9, Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Janvier et Février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

La répartition mensuelle de l'évaporation, est présentée en (**figure N° III-6**)

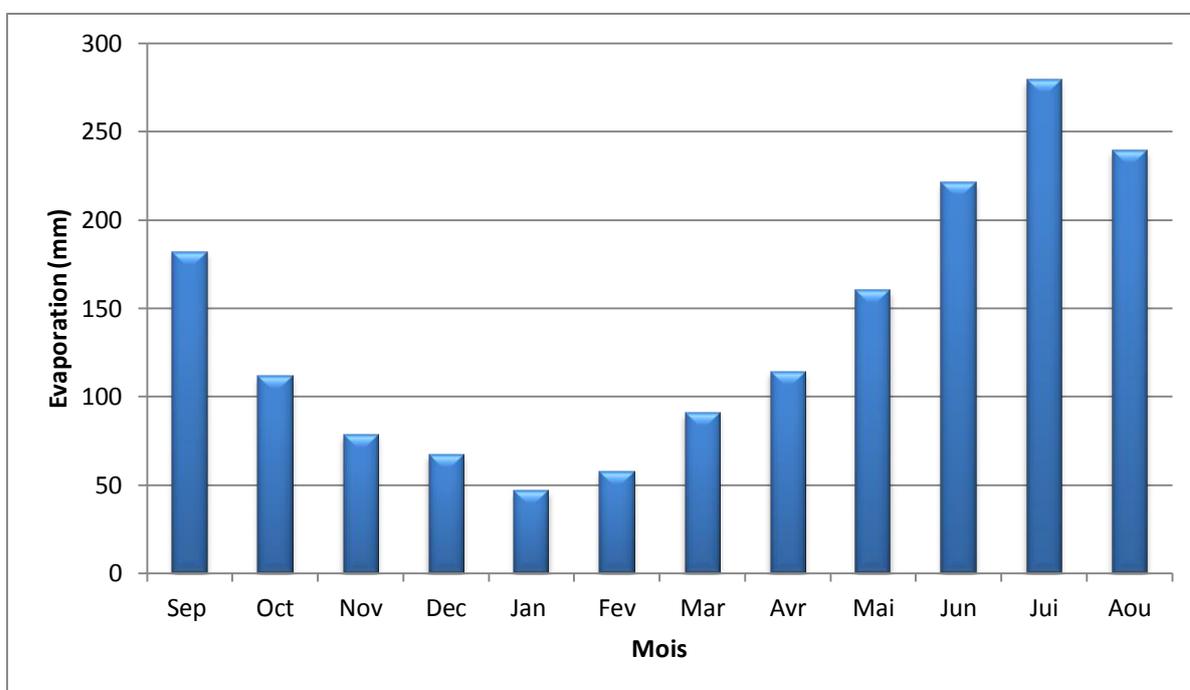


Figure III-6 : Répartition Mensuel de l'Evaporation

Tableau n° III-11 : Différentes valeurs de l'évapotranspiration (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
ETP (mm)	181.6	111.6	78.3	67.1	47.1	57.5	90.8	114.0	160.3	221.3	279.2	239.2

(Source : ANRH)

La répartition mensuelle de l'évapotranspiration, est présentée en (**figure N° III-7**)

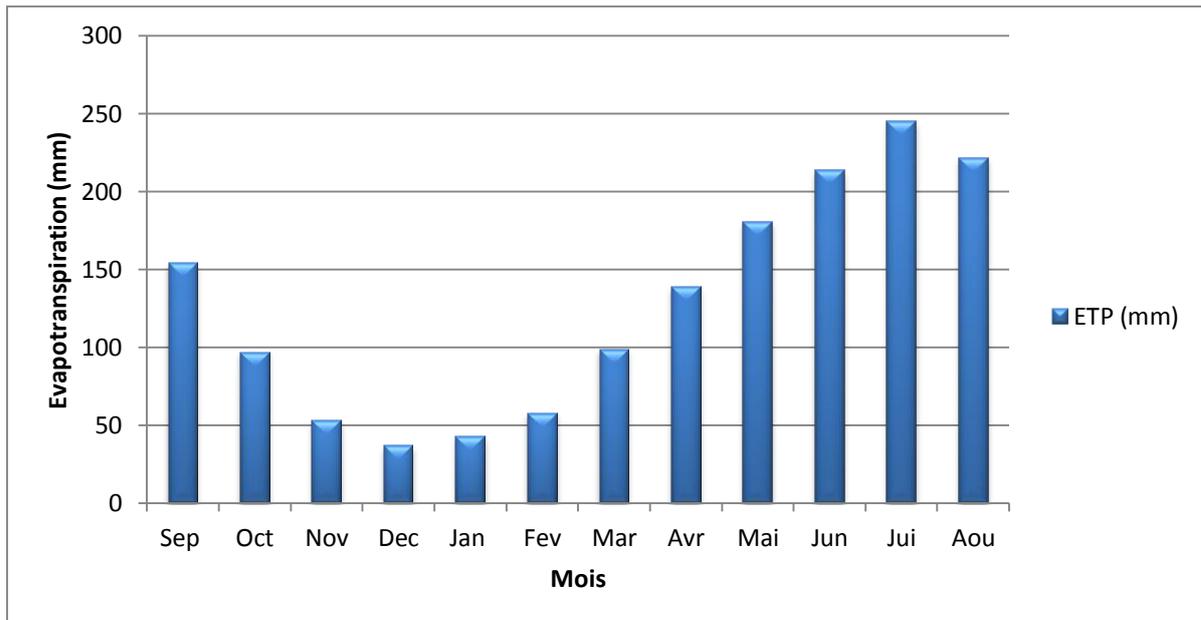


Figure III-7 : Répartition Mensuel de l'Evapotranspiration

III-2.7) La pluviométrie

III-2.7.1) Les Précipitation

Données disponibles :

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued Abrir. Ainsi on est amené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

A cet effet nous avons exploité la station de TAOUHRITE vue de son proximité de notre site.

Tableau III-12: Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
Pmoy(mm)	15.36	32.2	59.25	62.29	53.12	59.10	40.53	39.50	25.43	5.24	1.14	2.28
P(%)	4.00	8.12	15.00	16.00	13.30	15.00	10.13	10.00	6.4	1.31	0.30	0.6

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée dans la **figure N°III-7**

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de Novembre à Avrilsont à peu près de même ordre de grandeur et représente environ80 % du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en décembre.

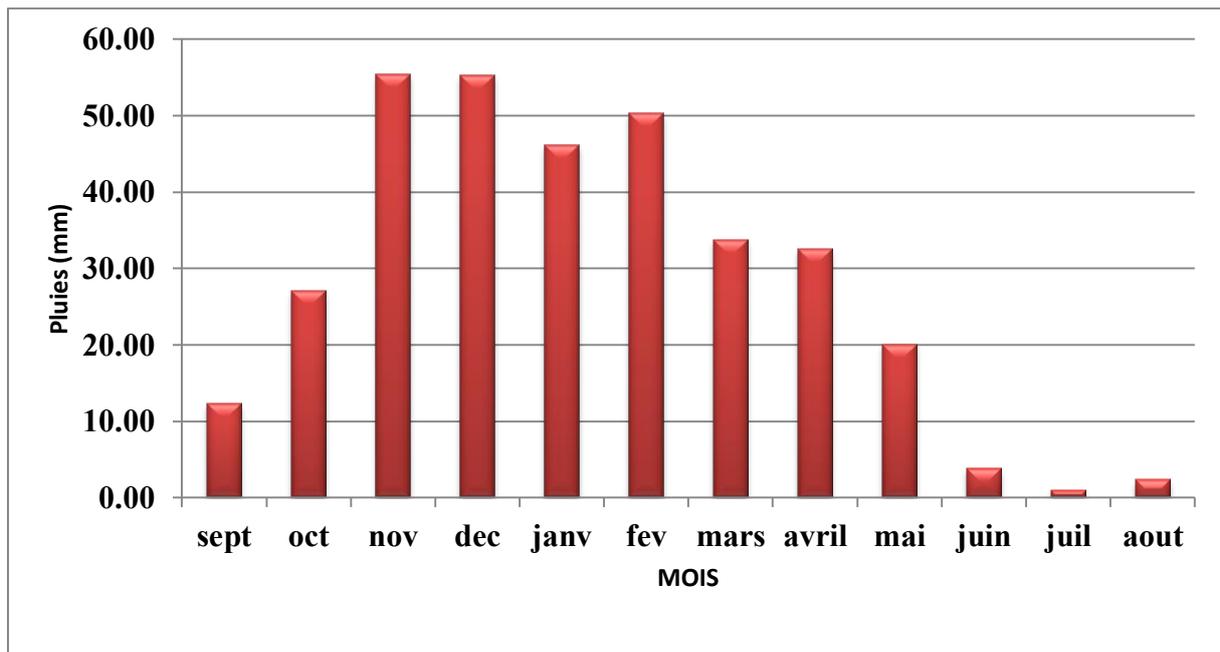


Figure III-8 : Répartition Mensuel de la Précipitation

III-3) LES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES

III -3.1) Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles

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

Et c'est pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**), Ce test permet de vérifier si la série est homogène, on détermine la médiane après avoir classé les valeurs de la série soit croissants ou bien décroissant en se référant au **tableau III-13** on a obtenu les résultats suivants

On remplace dans la série des valeurs non classé par une suite de signe :

- Le (-) par les valeurs < Mode
- Le (+) pour les valeurs > Mode

On calcule les quantités suivantes N_s et T_s avec :

T_s : taille de la plus grande suite (+) ou (-)

N_s : nombre totale de la suite (+) ou (-)

D'après la série on a $T_s=5$ et $N_s=19$

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées.

$$N_s \geq 1/2(N+1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N-1})$$

Avec $\alpha = 5\%$ et $U_{1-\alpha/2} = 1.96$ (variable de suite de gauss)

D'où:
$$N_s \geq 1/2(41+1 - 1.96 * \sqrt{41-1})$$

$N_s=19 > 14.38$

$Et T_s < 3.3 * \log_{10}(N+1)$

$T_s=5 < 5.32$

Tableau III-13 Les résultats du test de Mood

Année	non classée	Signe
1972	395.6	+
1973	520.5	+
1974	380.6	-
1975	460.2	+
1976	525.3	+
1977	374.8	-
1978	554.1	+
1979	413.7	+
1980	362.2	-
1981	236.1	-
1982	359.1	-
1983	304.3	-
1984	343.6	-
1985	437.3	+
1986	423.5	+
1987	293.1	-
1988	249	-
1989	245.2	-
1990	396.8	+
1991	198.3	-
1992	154	-
1993	116.9	-
1994	120.1	-
1995	633.7	+
1996	573.2	+
1997	367.2	-
1998	521.4	+
1999	277.6	-
2000	305.2	-
2001	411.8	+
2002	477.9	+
2003	395.8	+
2004	360	-
2005	659.9	+
2006	461.4	+
2007	309.3	-
2008	423.2	+
2009	471.1	+
2010	529.1	+
2011	377.1	-

Les deux conditions sont vérifiées donc on conclut que la série est homogène.

III-3.2) Estimation des pluies journalières maximales

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

a. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, 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.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.4$) est donné par l'ARNH d'Alger.

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

Tableau III-14 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} X_i$	1426.10
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} X_i}{n}$	35.66
L'écart type « σ_x »; Pour $n > 30$ ans	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n \cdot \bar{x}^2) \text{ et } \sigma = \sqrt{\sigma^2}$	11.39
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.32

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{III- 17}$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$
 L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots \text{III- 18}$$

y:variable de la droite de Gumbel:

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \dots\dots\dots \text{III- 19}$$

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

Ou :

- $1/a$: la pente de la droite deGUMEL.
- y : variable réduite deGUMBEL.
- x : précipitation maximale journalière(mm).
- x_0 : le paramètre de position(mm).
- m : l'ordre declassement.
- n : la taille del'échantillon.

- Résultats de l'ajustement :

La droite de Gumbel est donnée par la figure III-9, Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau III-15 ci-dessous :

Tableau III-15 : Ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	390.7	40.32	312 - 470
2000.0	0.9995	337.5	33.69	271 - 403.5
1000.0	0.9990	314.5	30.84	254.1 - 375
200.0	0.9950	261.5	24.26	213.7 - 308.8
100.0	0.9900	238.2	21.44	196.2 - 280.3
50.0	0.9800	215.1	18.64	178.6 - 251.7
20.0	0.9500	184.3	14.96	155 - 213.6
10.0	0.9000	160.5	12.20	136.6 - 184.4
5.0	0.8000	135.7	9.47	117.1 - 154.2
3.0	0.6667	115.9	7.52	101.2 - 130.7
2.0	0.5000	98.18	6.12	86.1 - 110.2

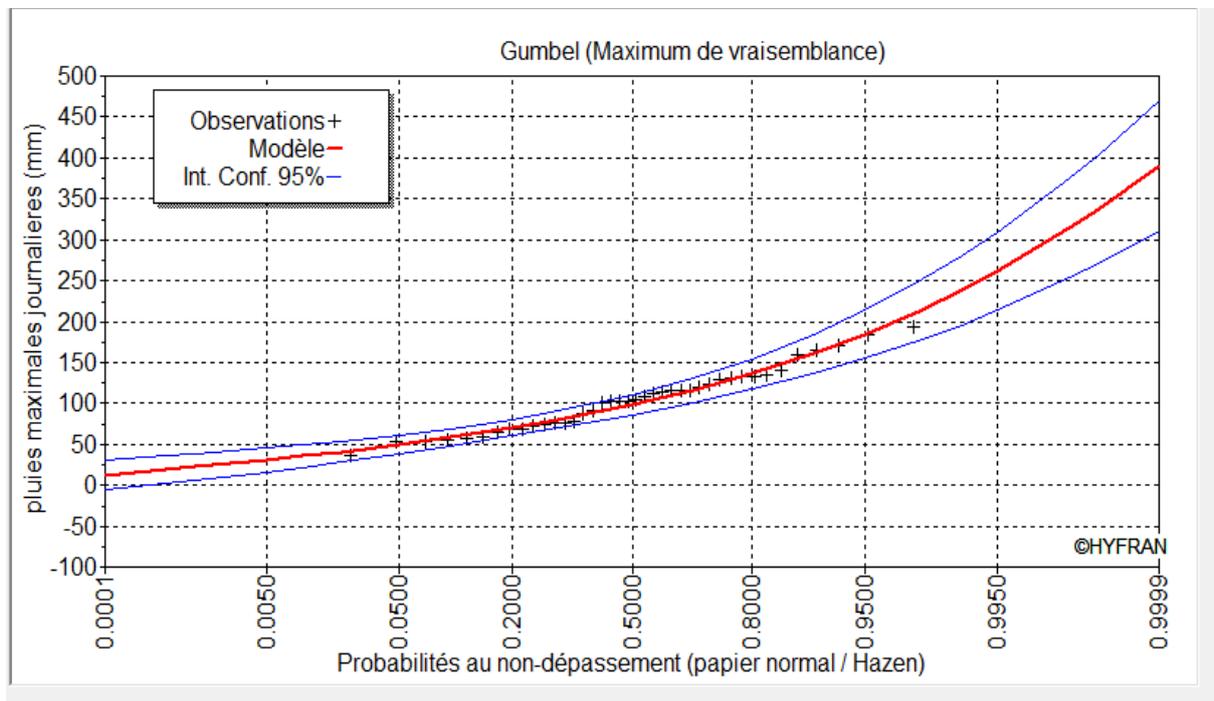


Figure III-9: L'ajustement des pluies à la loi de Gumbel

- Paramètre

Nombre d'observations :

$$n = 40$$

$$u = 86.0522$$

$$\text{Alpha} = 33.0779$$

- Quantiles

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

$$T = 1/(1-q)$$

✓ **Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode du maximum vraisemblance) :****- Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.

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

- Résultats

Résultat de la statistique :

$$X^2 = 4.00$$

$$p\text{-value } p = 0.5494$$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

- Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III-16 : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	36.7
Maximum	Aucun	193
Moyenne	105.1	104.5
Ecart-type	42.42	38.23
Médiane	98.18	104.1
Coefficient de variation (Cv)	0.4035	0.3659
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.411
Coefficient d'aplatissement	2.40	2.43

C. Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = 1 / (1-q) \quad q = F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots \text{III- 21}$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots \text{III- 22}$$

Avec : σ : écart-type.

x moy : hauteur de pluie moyenne.

Up% : variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.16 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure III-10

Tableau III-17 : Ajustement à la loi Log-Normale

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	412.6	72.02	271.4 – 109.2
2000.0	0.9995	349.4	54.88	241.8 – 457.0
1000.0	0.9990	323.3	48.17	228.9 – 417.7
200.0	0.9950	264.8	34.09	198.0 – 331.6
100.0	0.9900	240.4	28.66	184.2 – 296.6
50.0	0.9800	216.3	23.60	170.0 – 262.5
20.0	0.9500	184.5	17.49	150.2 – 218.8
10.0	0.9000	160.2	13.34	134.1 – 186.4
5.0	0.8000	135.1	9.67	116.1 – 154.0
3.0	0.6667	115.2	7.39	100.7 – 129.7
2.0	0.5000	97.45	5.97	85.73 – 109.2

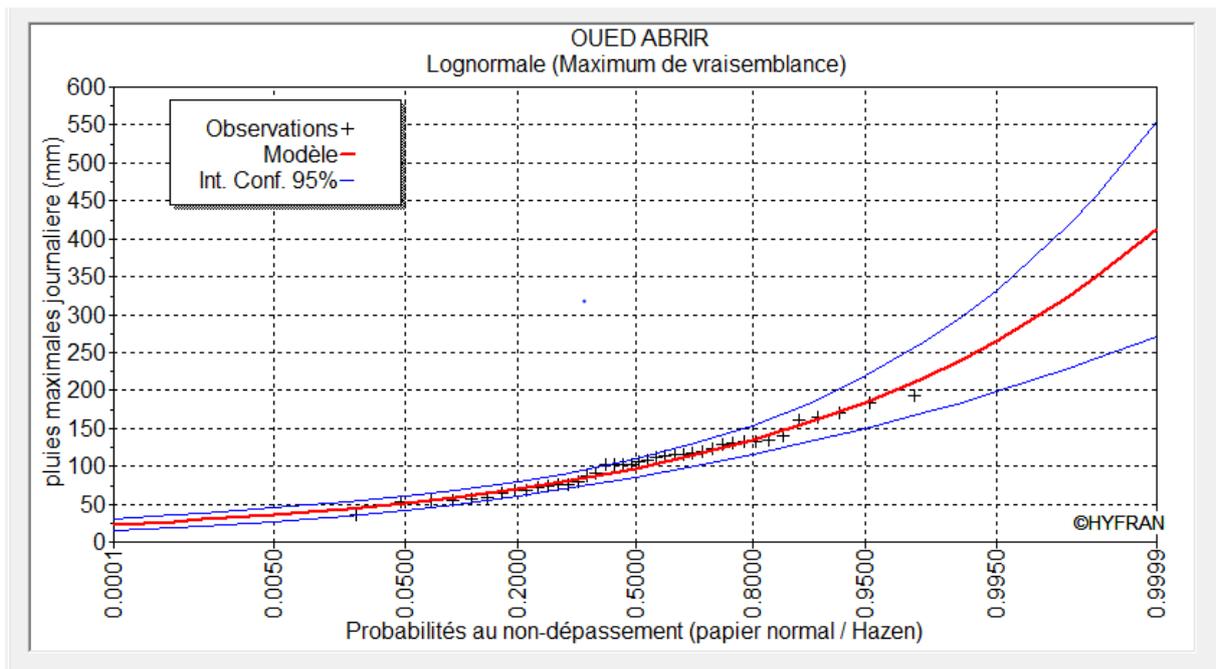


Figure III-10 : Ajustement à la loi Log-Normal

- Paramètres

Taille : $n = 40$

$\mu = 4.57936$

$\sigma = 0.388027$

- Quantiles

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

$T = 1 / (1 - q)$

✓ **Test d'adéquation de la loi Log-Normal (Méthode du maximum de vraisemblance)**

- Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log-normale.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une Loi-log-normale.

- Résultats

Résultat de la statistique :

$X^2 = 4.00$

p-value $p = 0.5494$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

- Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau III-18: Caractéristique de la loi log –Normal

Caractéristique	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0	36.70
Maximu	Aucun	193
Moyenne	105.1	104.5
Ecart-	42.35	38.23
Médiane	97.45	104.1
Coefficient de variation (Cv)	0.4031	0.3659
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.275	0.4116
Coefficient d'aplatissement	6.022	2.437

d. Conclusion

Après avoir effectué l’ajustement avec les deux lois et comparer graphiquement les représentations d’ajustement, on a remarqué que la série s’ajuste mieux à la loi de log normal donc c’est la loi la plus adéquate et elle s’applique pour les pluies maximales journalières.

III-4) PLUIES DE COURTES DUREES ET LEUR INTENSITE A DIFFERENTES FREQUENCES

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots \text{III- 23}$$

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

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0.4$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-19:

Tableau III.19 : Les pluies maximales journalières fréquentielles

Période de retour	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.9999	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9
P _{MAXJ} (mm)	412.6	323.3	240.4	216.3	184.5	160.2

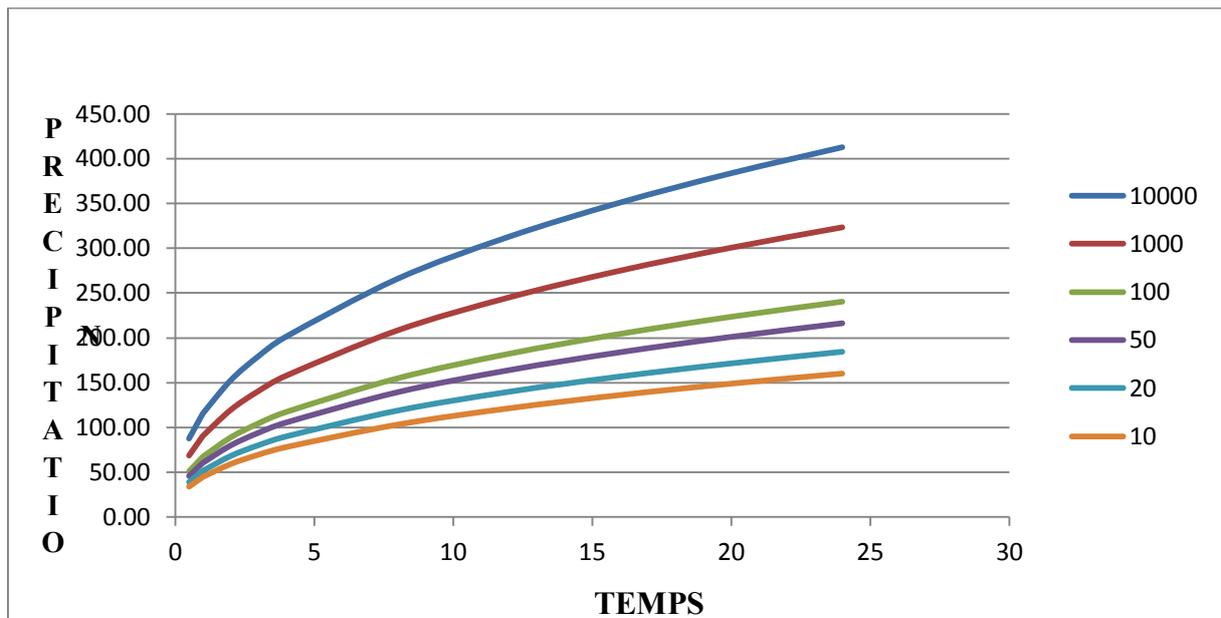


Figure III-11 : Courbe des pluies des courtes durées

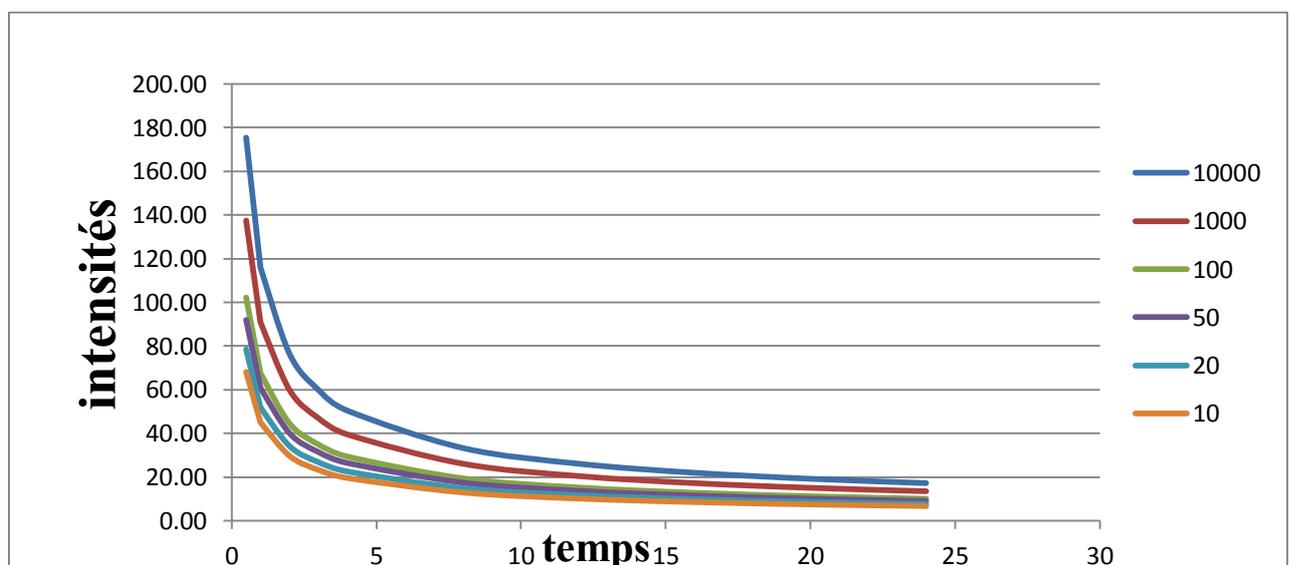


Figure III-12 : Courbes (Intensité-fréquence-durée)

III.5) ETUDES DES APPORTS

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

III.5.1) Apports liquides

III.5.1.1) Apport moyen interannuel (A₀)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

a) Formule de l'ANRH

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{III- 24}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 0.395^{2,684} \cdot 6.41^{0,842} = 0.342 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b) Formule de MEDINGER

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots \text{III- 25}$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,395 - 0,26)^2 = 0.02\text{m}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0.02 \cdot 6.41 \cdot 10^6 = 0.13 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c) **Formule de SAMIE**

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{III- 26}$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N.: $L_e = 0.395^2 (293 - 2,2\sqrt{6.41}) = 45.98 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 45.98 \cdot 10^{-3} \cdot 6.41 \cdot 10^6 = 0.29 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

d) **Formule de Mallet – Gauthier**

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots \text{III- 27}$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N.:

$$L_e = 0,6 \cdot 0,395 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,395^2}) = 0.03 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,03 \cdot 6.41 \cdot 10^6 = 0.19 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

f) **Formule de Deri II**

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{III- 28}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

A.N.:

$$A_0 = 0,513 \cdot 0.395^{2,683} \cdot 4.97^{0,5} \cdot 6.41^{0,842} = 0.47 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N°III-21

Tableau III-21 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A ₀ (M m ³)
ANRH	0.34
MEDINGUER	0.13
SAMIE	0.29
Mallet – Gauthier	0.19
Deri II	0.47

On opte pour la valeur proche de la moyenne entre les différentes méthodes

$$A_{\text{moy}} = \frac{0.34 + 0.13 + 0.29 + 0.19 + 0.47}{5} = 0.284 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Donc on prend la valeur donnée par la méthode de SAMIE : **A₀=0.2910⁶m³**

III-5.1.2) Répartition mensuelle de l'apport moyen

La répartition mensuelle de l'apport suit celle des pluies qui est égale au rapport de la précipitation moyenne du mois « i » sur P₀.

Tableau III-22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mens (%)	4.00	7.97	15.00	16.00	13.30	15.00	8.44	10.00	6.40	0.95	0.30	0.60
Apport Mens(Hm)	0.012	0.023	0.044	0.046	0.039	0.044	0.024	0.029	0.019	0.003	0.001	0.002
Apport Mens (%)	4.00	7.97	15.00	16.00	13.30	15.00	8.44	10.00	6.40	0.95	0.30	0.60

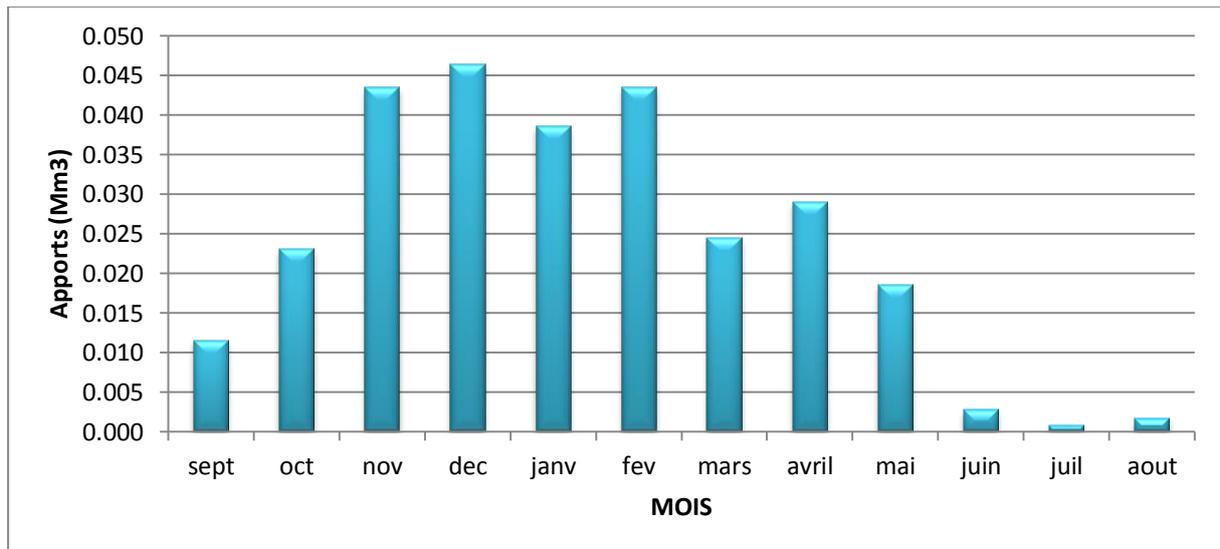


Figure III- 13 : Répartition mensuelle de l’apport moyen

III-5.1.3) Caractéristiques de l’écoulement

a) Module de l’écoulement (M_e)

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{III- 29}$$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

AN :

$$M_e = \frac{0.29 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 8.160 \text{ l/s}$$

b) Module de l’écoulement relatif ou spécifique (M₀)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{III- 30}$$

M₀ : Module de l’écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

AN :

$$M_0 = \frac{8.160}{6.41} = 1.27 \text{ l/s/km}^2$$

c) Lame d'eau écoulée

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{III- 31}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{0.29.10^6}{6.41.10^6} = 0,045 \text{ m} = 45 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{III- 32}$$

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

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

AN :

$C_e = \frac{45}{395.36} = 0,112$

e) Coefficient de variation

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

❖ **Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{III- 33}$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

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

❖ **Formule d'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots \text{III- 34}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(6.41 + 1000)^{0.097}} = 0.36$$

❖ **Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN**

$$C_v = \frac{0.93k}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93 * 0.65}{1.27^{0.23}} = 0.57 \dots\dots\dots \text{III- 35}$$

K : coefficient de réduction k= (0.25-1.00), on prend k=0.65

❖ **Formule de KRISTSKY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots \text{III- 36}$$

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

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,83}{(6.41^{0,06} \cdot 1.27^{0,27})} = 0.70$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III-23

Tableau III-23 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0,69
PADOUN	0,36
ANTONOV	0,57
KRISTSKY MENKEL	0,70

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,69 + 0,57 + 0,36 + 0,70}{4} = 0,58$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$$CV = 0.57$$

III.5.1.4) Irrégularité des apports

III.5.1.4.1) Estimation fréquentielle des apports

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{0.29 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,57 + 1)}}}{\sqrt{0,57^2 + 1}} = 0.25 \cdot e^{0,44 \cdot U} \dots\dots\dots \text{III- 37}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.24.

Tableau III.24 : Apport fréquentiel.

Période de retour T (ans)	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Le variable Gauss "μ"	-0.841	1.282	1.64	2.054	2.327	3.1
Apport (Mm³)	0.173	0.439	0.514	0.617	0.70	0.977

Donc:

$$A_{80\%} = 0.173Hm^3$$

III -5.1.4.2) Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :

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

Tableau III -25: La répartition mensuelle des apports

Mois	Sept	oct	nov	Dec	jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jull	Aout
Apport Mens(Hm³)	0.012	0.023	0.044	0.046	0.039	0.044	0.024	0.029	0.019	0.003	0.001	0.002
Apport Men A80%	4.00	7.97	15.00	16.00	13.30	15.00	8.44	10.00	6.40	0.95	0.30	0.60
Apport mes 80% (Mm3)	0.007	0.014	0.026	0.03	0.023	0.026	0.015	0.017	0.011	0.002	0.0005	0.001

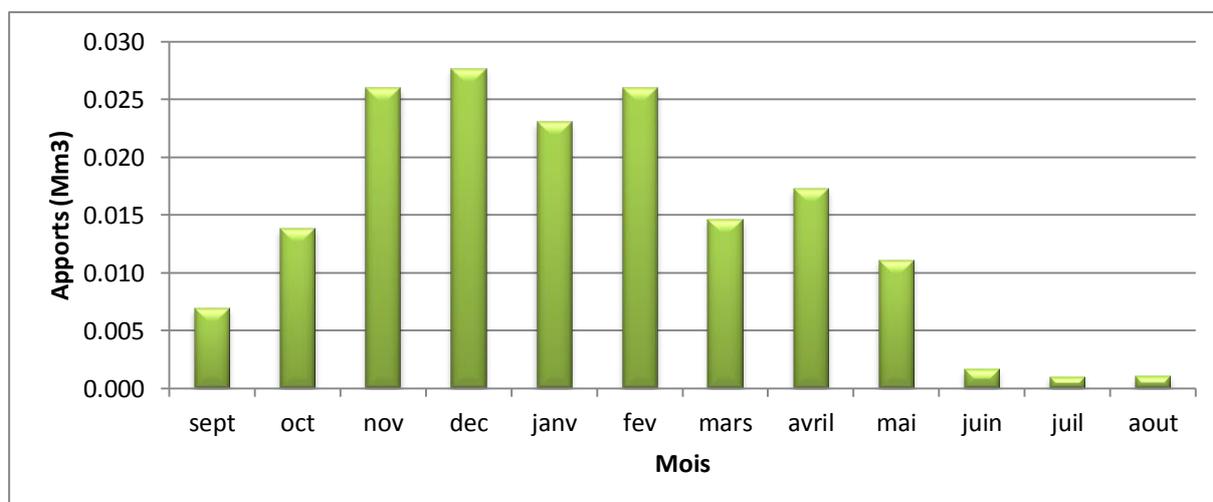


Figure III- 14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen fréquentiel

III.5.2) Apport solide

III-5.2.1) l'estimation du transport solide

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

Le transport solide dépend de :

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

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

a) Formule de TEXERONT

Cette formule est appliquée pour des durées comprises entre 2 et 22 ans, et elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots \text{III- 38}$$

Avec: T_s : le transport solide en (t/Km²/an),

L_0 : la lame d'eau écoulée en (mm),

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$

Tableau III.25: valeur de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N:

$$T_s = 619.51 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

b) Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{Pm^2}{Pa} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{s} \right)^{0.46} \dots \dots \dots \text{III- 39}$$

- Avec:** **Es** : érosionspécifique(t/Km²/an),
Pm : pluie mensuelle du moins le plus pluvieux
(Pm=62.29 mm)
Pa : pluie moyenne annuelle (**Pa =395.36 mm**)
h : 45% (Hmax - Hmin) (**h = 168.75 m**)
S : surface du bassin versant (km²)

A.N: **Es =562.33 t / Km² / ans**

III-5.2.2) Calcul du volume mort

Il existe plusieurs formules pour le calcul :

a) Formule deTixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante:

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots \dots \dots \text{III- 40}$$

$$Q_s = T_s \cdot S$$

Avec :

Q_s: débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide (δ_s = 1.6t/m³).

T : Délai de service ; T = 20 ans.

T_s: transport solide (t / Km²/ans)

A.N: **Q_s =3971.059t/ans**

$$V_m = 52120.15 \text{ m}^3$$

b) Méthode liée à l'érosion spécifique

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Es.T.S}{\delta s} \dots\dots\dots \text{III- 41}$$

Avec :

Es : L'érosion spécifique (**t/ Km² / ans**)

T : Durée de vie du barrage (**20 ans**)

δs: Poids spécifique de la vase humide (**δs=1.6/m³**).

A.N:

$$V_m = 45056.69 \text{ m}^3$$

Tableau III-26 : Récapitulatif des **V_m**

Formule	V_m (m³)
Fourrier	45056.69
Tixeront	52120.15

La valeur adobetée est celle obtenue par la formule de Tixiron

$$V_{mort} = 0.052Mm^3$$

Donc le volume est estimé à 0.52Mm3 pour une durée de vie de 10 ans

III -6) ETUDE DES CRUES

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

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

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

- 1) Le débit maximum de la crue (débit depointe).
- 2) Le volume de lacrué.
- 3) La forme de la crue (Hydrogramme decrué).

4) Le temps de base.

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

III.6.1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :

a) **Formule de MALLET - GAUTHIER**

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots \text{III- 42}$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

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

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,40) \cdot 6.41 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 6.41}}{\sqrt{6.41}} = 13.35 \cdot \sqrt{4 \log T + 0,193}$$

Le Tableau III.26 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.27: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	10	20	50	100	1000
Q_{max;p%}	27.34	31.02	35.30	38.22	46.62

b) Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 \cdot P_{ct} \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots \text{III- 43}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

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

H₀ : Perte initiale [H₀ = 7mm].

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

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$

Tableau III-28: Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant

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

On prend : γ=2 donc F = 1.2 prend : H₀ =7

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 \cdot P_{ct} \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 6.41}{0.99} = 2.18 \cdot P_{ct} \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.29.

Tableau III - 29: Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky

Période de retour	10	20	50	100	1000
P _{c,p%}	44.75	51.54	60.43	67.16	90.32
α _{p%}	0,43	0,46	0,49	0,53	0,56
Q _{max,p%}	41.95	51.68	64.55	77.60	110.27

c) Formule de TURRAZA

On a :
$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots \text{III- 44}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au T_c en [mm/h].

Tableau III- 29 : Résultats de calcul de la formule de Turraza

Période de retour	10	20	50	100	1000
Cr	0,55	0.60	0.65	0.70	0.80
I _{tc,p%}	45.21	52.06	61.04	67.84	91.23
Q _{max;p%}	44.27	55.61	70.65	84.56	129.95

d) Formule de GIANDOTTI

$$Q_{\max,p} = \frac{C \cdot S \cdot H_{tc,p\%} \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_p}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant [Km²]

L_p: Longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} :Altitude moyenne [m]

H_{min} : Altitude minimale [m]

H_{tc, p%} : Lame d’eau précipitée pour une probabilité et d’une durée égale au temps de

Concentration des eaux.

C : Coefficient topographique varient entre 66 et 166

On prend C =116

Tableau III -30: Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI

Période de retour	10	20	50	100	1000
Pc,p%	44.75	51.54	60.43	67.16	90.32
Qmax %	30.46	35.09	41.14	45.72	61.49

Tableau III- 31Récapitulatif des résultats de débit de crue

PERIODE DE RETOUR	10	20	50	100	1000
MALLET-GAUTHIER	27,34	31,02	35,3	38,22	46,49
GIANDOTTI	30,46	35,09	41,14	45,72	61,49
SOKOLOVSKY	41.95	51.68	64.55	77.60	110.27
TURRAZA	44,27	55,61	70,65	84,56	129,95
Moyenne	67,312	79,03	92,826	107,006	147,43

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

est la plus proche de la moyenne.

III-6.2) Hydrogramme de crue

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

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

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

a) Pour le temps demontée:

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots \text{III- 45}$$

T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{T - T_d}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots \text{III- 46}$$

Avec :

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

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

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

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

On considère que: $T_d = \delta T_m = 3T_c$

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Tableau III-33: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeure normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend

$\delta = 3$

Donc :

$T_m = 1h$

$T_d = 3T_m = 3h$

$T_b = 4h$

Tableau III-34: Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue

Temp (h)	Débits de crue				
	10	20	50	100	1000
	Q(m3/s)	Q(m3/s)	Q(m3/s)	Q(m3/s)	Q(m3/s)
0	0	0	0	0	0
0,25	2,766	3,476	4,416	5,285	8,122
0,5	11,063	13,903	17,663	21,140	32,488
0,75	24,891	31,281	39,741	47,565	73,097
1	44,250	55,610	70,650	84,560	129,950
1,25	8,783	11,038	14,024	16,785	25,794
1,5	5,531	6,951	8,831	10,570	16,244
1,75	3,201	4,023	5,111	6,117	9,400
2	1,639	2,060	2,617	3,132	4,813
2,25	0,691	0,869	1,104	1,321	2,030
2,5	0,205	0,257	0,327	0,391	0,602
2,75	0,106	0,126	0,135	0,145	0,152
3	0,090	0,095	0,097	0,098	0,099
3,25	0,076	0,084	0,086	0,088	0,089
3,5	0,040	0,045	0,047	0,049	0,050
3,75	0,014	0,025	0,028	0,035	0,045
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

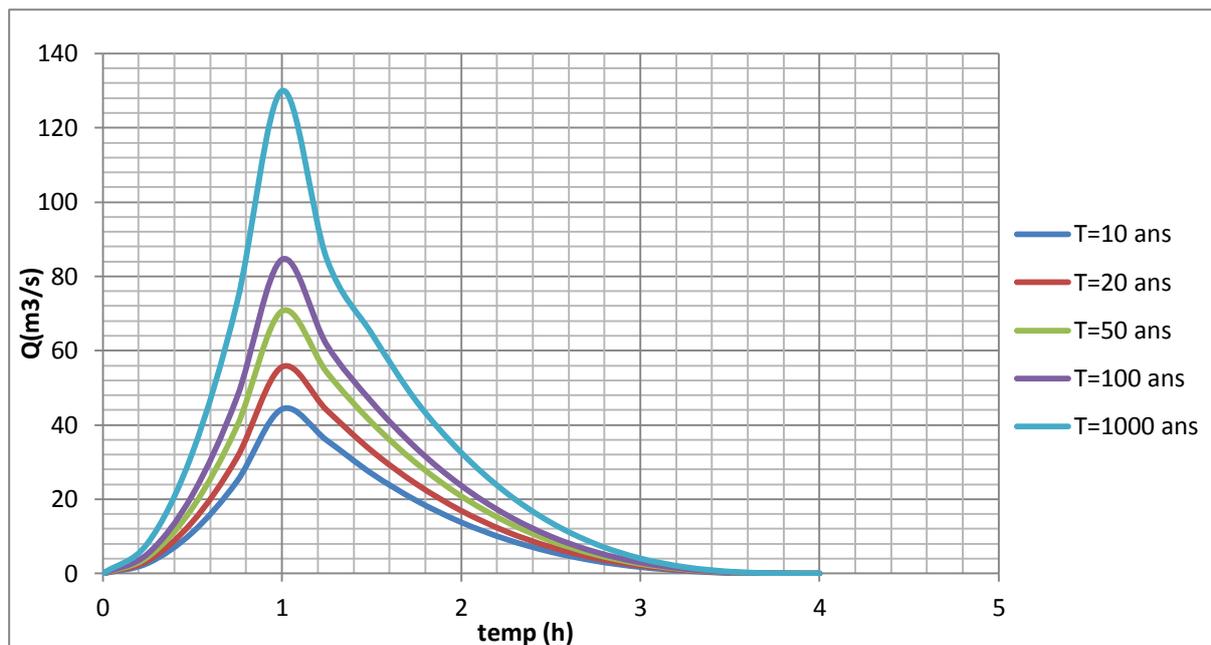


Figure III- 15: hydrogrammes des crues probables en fonction du temps

III-6. 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

Autrement dit, il s’agit de chercher un compromis optimum entre l’aspect économique de la construction et les risques en cours à l’aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes

Tableau III- 35 : Les catégories des dommages

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement
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 cruecentennale.
- 2- Lorsque **Ig =2** cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquentennale.
- 3- Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la cruemillénaire

Tableau III-36 : Choix de la crue de projet.

Le risqué	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	$Q_{\max(1\%)n} + \text{reva nche}$	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche majorée}$ 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.

$$Q_{1\%} = 84,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

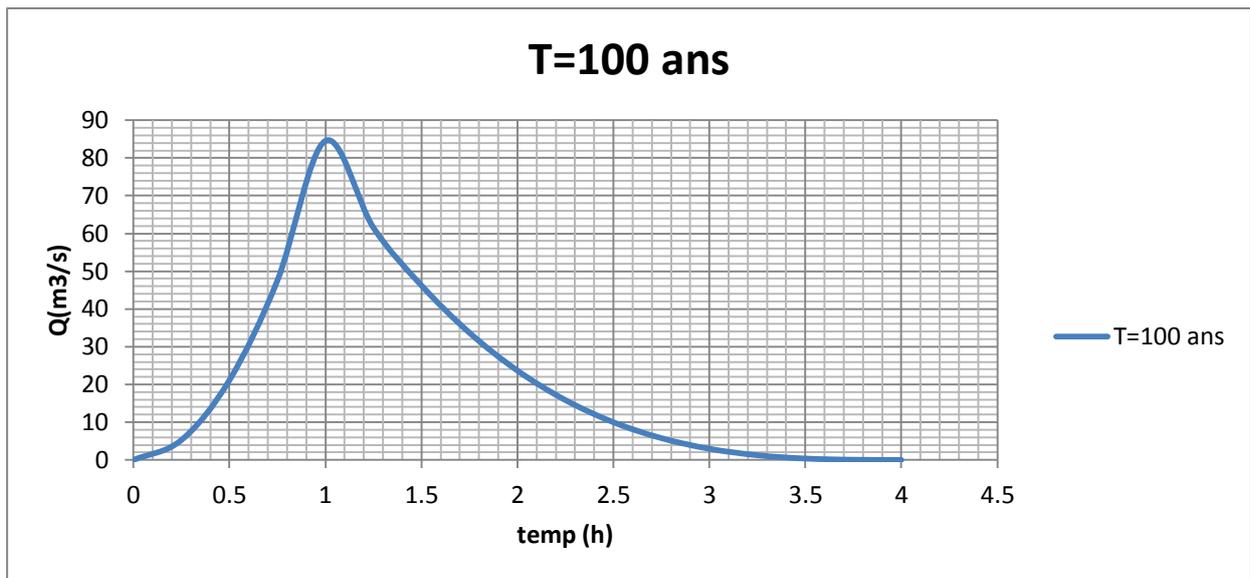


Figure III- 16 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

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.

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

$$Q_{20\%} = 55,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

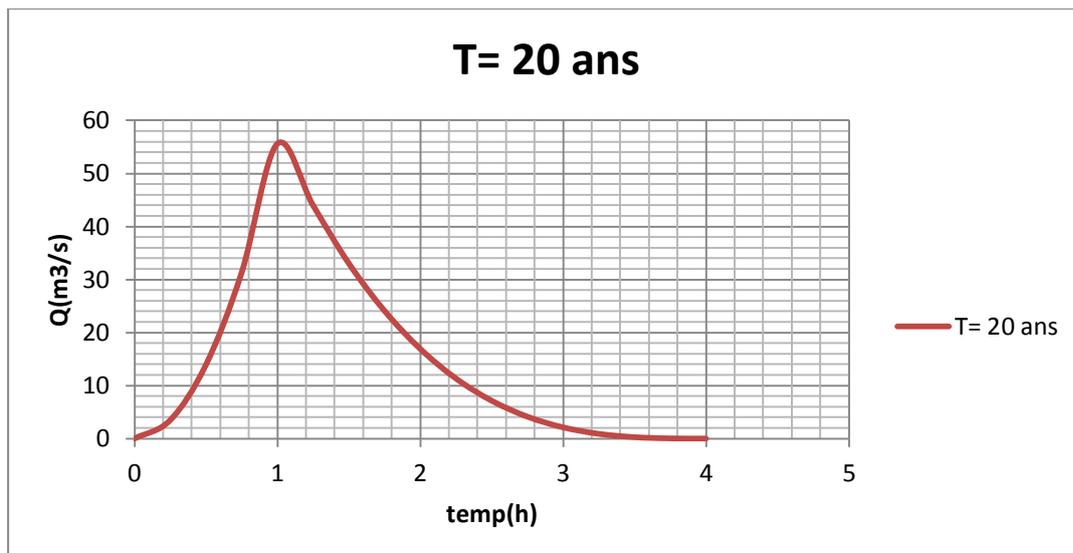


Figure III- 17 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 20 ans.

III.6.5) Calcule du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l’hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface en gendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = Q_{max,1\%} * t_b / 2 \dots\dots\dots III- 47$$

Avec :

$Q_{max,1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 100 ans

T_b : Temps de base (4heure)

D’où: $V_{crue} = 0.61Mm^3$

III-7) REGULARISATION

L’étude de régularisation du barrage projeté sur l’Oued ABRIR a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant. Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

III-7.1) Répartition mensuelle de l'apport A80 %**Tableau III-37 : Répartition saisonnières des demandes**

Apport Men A80%	4.00	7.97	15.00	16.00	13.30	15.00	8.44	10.00	6.40	0.95	0.30	0.60
Apport mes 80% (Mm3)	0.007	0.014	0.026	0.03	0.023	0.026	0.015	0.017	0.011	0.002	0.0005	0.001

III-7.2) Répartition des besoins

Le but de l'utilisation de la retenue collinaire sur l'oued ABRIR et de satisfaire les besoin agricole. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant suppose suivre une loi agricole simplifié utilisée souvent dans le nord de l'Algérie.

La répartition des besoin est comme suite : en posant la norme d'irrigation : 5000m³/ha/an.

Tableau III-38 : Répartition saisonnières des demandes

Mois	Besoin (%)	Besoin (m ³ /mois/ha)
septembre	16	800
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	3	150
Mai	9	450
Juin	20	1000
Juillet	28	1400
Août	24	1200
Totale	100	5000

III-7.3) Courbes «Hauteurs – Capacités -Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots \text{III- 48}$$

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 niveaux successives.

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

Tableau III-39: Courbe topographiques et volumétriques

Cote (m)	H(m)	S(m2)	S _{moy} (m2)	ΔH(m)	ΔV(Hm3)	V cumulé(Hm3)
719	0	0	2970	2	0,00594	0
721	2	5940				0,00594
723	4	12810	9375	2	0,01875	0,02469
			16405	2	0,03281	0,0575
725	6	20000	23750	2	0,0475	0,105
			31720	2	0,06344	0,16844
727	8	27500	41095	2	0,08219	0,25063
			53125	2	0,10625	0,35688
731	12	46250	70000	2	0,14	0,49688
			90300	2	0,1806	
733	14	60000	100600	2	0,1806	0,67748
735	16	80000				0,67748
737	18	100600				

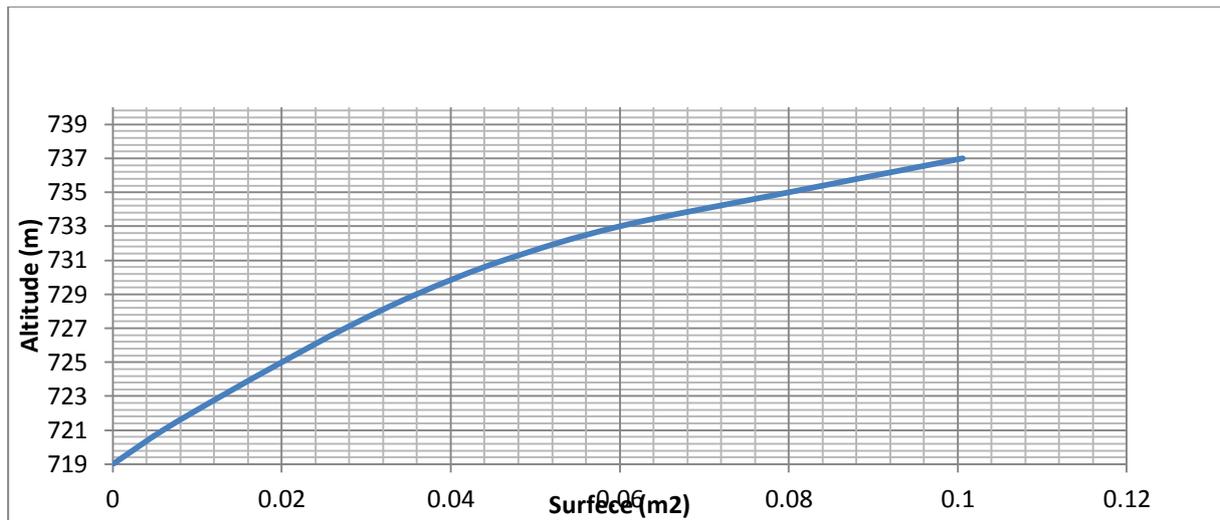


Figure III-18: Courbe surface - hauteur

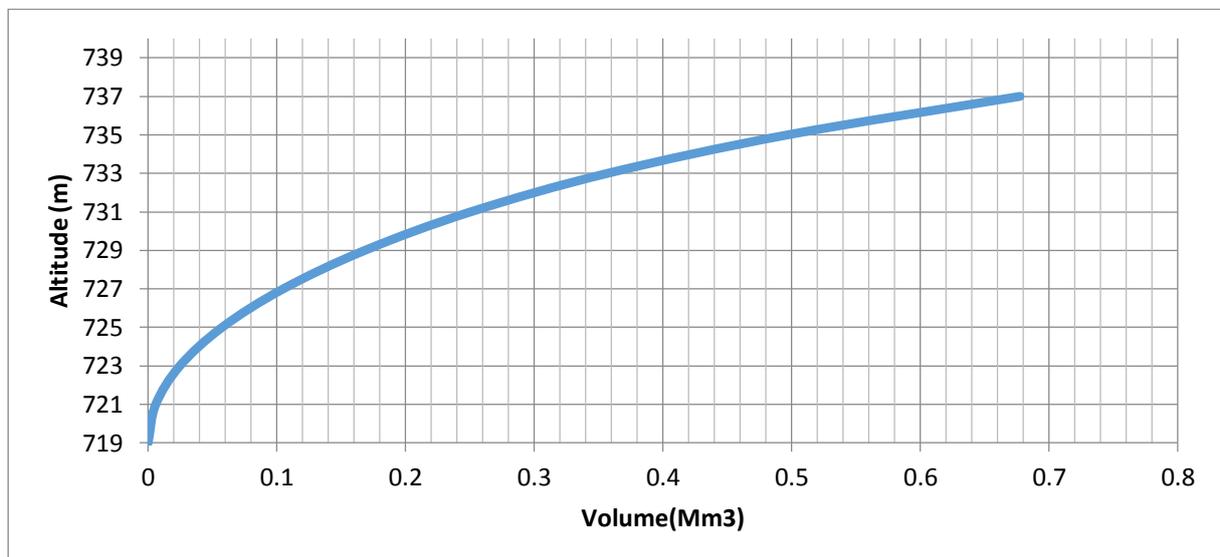


Figure III-19: Courbe capacité - hauteur

III-7. 4 Calcul du volume utile

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

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

Procédé de calcul

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

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$$

Avec :

V_{rf}: Volume de remplissage final.

V_{ri}: Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

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

III-7.4 .1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Tableau III-40: la période de bonne hydraulicité

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
A_{80%}(Mm³)	0,007	0,014	0,026	0,028	0,023	0,026	0,015	0,017	0,011	0,002	0,0005	0.001
U_{80%}(Mm³)	0.022	0	0	0	0	0	0	0.004	0.012	0.027	0.0387	0.033
A_{80%}-U_{80%}	-0.015	0.014	0.026	0.03	0.023	0.026	0.015	0.012	-0.0014	-0.025	-0.0382	-0.032

D’après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois d’octobre jusqu’au mois d’avril

III-7.4 .2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d’exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L’alternance de la période de remplissage ou de restitution s’appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s’ajoutent les consignes d’exploitation qui sont au nombre de deux :

✓ **1^{ère} Consigne d’exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu’au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L’excédent d’eau est déversé par l’évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

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

Tableau III.41 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	0.014	0.00	0.014	0.052	0.052		0.052	0.052	0.014
				0.066	0.066		0.052	0.052	0.02
Novembre	0.026	0.00	0.026	0.092	0.092		0.058	0.058	
				0.122	0.122		0.088	0.088	
Décembre	0.03	0.00	0.03	0.145	0.145		0.111	0.111	
				0.164	0.164	0.007	0.137	0.137	
Janvier	0.023	0.00	0.023	0.164	0.164	0.015	0.152	0.152	
				0.164	0.164	0.012	0.164	0.164	
Février	0.026	0.00	0.026	0.164	0.162		0.162	0.162	
				0.137	0.137		0.1372	0.1372	
Mars	0.015	0.00	0.015	0.099	0.99		0.099	0.099	
				0.067	0.067		0.067	0.067	
Avril	0.017	0.004	0.012	0.067	0.067		0.067	0.067	
				0.052	0.052		0.052	0.052	
Mai	0.011	0.012	-0.001						
Juin	0.002	0.027	-0.025						
Juillet	0.0005	0.0387	-0.0382						
Aout	0.001	0.033	-0.032						
sept	0.007	0.022	-0.015						
						0.034			0.034

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 0.146 \text{Mm}^3$
- $V_d = 0.113 \text{Mm}^3$

On a $V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$

. Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V_u = V_d = 0.113 \text{Mm}^3$

$$V_u = 0.113 \text{Mm}^3$$

Le volume de la retenue

normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

Avec : $V_m = 0.052 \text{Mm}^3$

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 0.165 \text{Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.165 \text{Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 729.40 \text{mNGA}$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer.

III-7.4.3) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation :

On a : $V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}}$ III- 49

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$

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

Tableau n° III-42 : Différentes valeurs de l'évaporation (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou
EV (mm)	181.6	111.6	78.3	67.1	47.1	57.5	90.8	114.0	160.3	221.3	279.2	239.2

(Source : ANRH)

b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

Avec :

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

$$\delta = (0.5 \div 1.5) \quad \text{on prend} \quad \delta = \mathbf{0.75}$$

Tableau II.43 :Les pertes dans la retenue.

mois	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr	mai	juin	juil.	Aout	sept
V_{moy} Mm ³	0.059	0.079	0.107	0.1335	0.1545	0.164	0.164	0.163	0.149	0.118	0.083	0.067
S_{moy} (Km ²)	0.02	0.022	0.026	0.032	0.036	0.038	0.0384	0.0382	0.034	0.028	0.024	0.021
Es (m)	0.1816	0.1116	0.0783	0.0671	0.0471	0.0575	0.0908	0.114	0.1603	0.2213	0.2792	0.2392
V_{inf} Mm ³	0.00044	0.00059	0.00080	0.0010	0.00118	0.0013	0.00132	0.00126	0.00111	0.00088	0.00062	0.00050
V_{evp} Mm ³	0.00363	0.00267	0.00203	0.00187	0.00141	0.00175	0.00281	0.00364	0.00432	0.00586	0.00656	0.00526
Π Mm ³	0.0040	0.0030	0.00283	0.0031	0.00288	0.0034	0.0048	0.0056	0.0065	0.0070	0.0073	0.0055
$W-(U+\pi)$	0.010	0.023	0.027	0.020	0.0231	0.012	0.009	-0.005	-0.027	-0.038	-0.033	-0.016

Tableau III- 44: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes										
Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Π (Mm ³)	A-U-Π (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Km ²)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
OCT	0.014	0.00	0.0040	0.010	0.052	0.052		0.052	0.052	0.005
Nov	0.026	0.00	0.0030	0.023	0.062	0.062		0.057	0.057	
					0.085			0.079	0.079	
Déc	0.030	0.00	0.00283	0.027	0.112			0.102	0.102	
					0.132	0.132		0.13	0.13	
Jan	0.023	0.00	0.0031	0.020	0.155	0.155		0.149	0.149	
					0.167	0.167		0.162	0.162	
Fév	0.026	0.00	0.00288	0.023	0.171	0.171	0.005	0.171	0.171	
					0.166	0.166		0.166	0.187	
Mar	0.015	0.00	0.0034	0.012	0.139	0.139		0.139	0.155	
					0.101	0.101		0.101	0.11	
Avr	0.017	0.004	0.0048	0.009	0.068	0.068		0.068	0.070	
					0.068	0.068		0.068	0.070	
Mai	0.011	0.012	0.0056	-0.005	0.052	0.052		0.052	0.052	
					0.052	0.052		0.052	0.052	
Jun	0.002	0.027	0.0065	-0.027	0.052	0.052		0.052	0.052	
					0.052	0.052		0.052	0.052	
Jun	0.0005	0.0387	0.0070	-0.038	0.052	0.052		0.052	0.052	
					0.052	0.052		0.052	0.052	
Aou	0.001	0.033	0.0073	-0.033	0.052	0.052		0.052	0.052	
					0.052	0.052		0.052	0.052	
Sep	0.007	0.022	0.0055	-0.016	0.052	0.052		0.052	0.052	
					0.052	0.052		0.052	0.052	
							0.005			0.005

Du tableau précédent, on a

- $V'_s = 0.123 \text{Mm}^3$
- $V'_d = 0.119 \text{Mm}^3$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V'_u = V'_d = 0.119 \text{Mm}^3$

$$\mathbf{V'_u = 0.119 \text{Mm}^3}$$

Le volume de la retenue

normale sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V'_u + V'_m$$

Avec : $V'_m = 0.052 \text{Mm}^3$

D'où :

$$V'_{\text{NNR}} = V'_m + V'_u = 0.171 \text{Mm}^3$$

$$\mathbf{V'_{\text{NNR}} = 0.171 \text{Mm}^3}$$

c) Estimation de l'erreur :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\text{A.N} \quad \zeta = \frac{0.119 - 0.113}{0.119} \cdot 100 = 5\%$$

$\zeta = 5\% > 2\%$ donc la condition n'est pas vérifiée.

Tableau n III.45 : La Deuxième Approximation

mois	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr	mai	juin	juil.	Aout	sept
V_{moy} Mm ³	0.057	0.0735	0.0985	0.1220	0.1435	0.1610	0.1715	0.171	0.1525	0.12	0.0845	0.058
S_{moy} (Km ²)	0.0205	0.022	0.0242	0.028	0.032	0.036	0.039	0.040	0.033	0.0275	0.023	0.021
Es (m)	0.1816	0.1116	0.0783	0.0671	0.0471	0.0575	0.0908	0.114	0.1603	0.2213	0.2792	0.2392
V_{inf} Mm ³	0.000427	0.000551	0.000738	0.000915	0.00176	0.001207	0.001286	0.00128	0.00114	0.00090	0.000633	0.00045
V_{evp} Mm ³	0.00363	0.00267	0.00203	0.001877	0.001507	0.00207	0.00354	0.00454	0.00507	0.00608	0.00643	0.00502
Π Mm ³	0.0040	0.0030	0.002610	0.00279	0.00258	0.003277	0.004827	0.00584	0.006433	0.006980	0.007055	0.00547
$W-(U + \pi)$	0.0090	0.022	0.027	0.021	0.023	0.011	0.008	-0.004	-0.023	-0.038	-0.033	-0.016

$V_s = 0.122 \text{Mm}^3$ Et $V_d = 0.114 \text{Mm}^3$.

Donc : $V_U = V_d = 0.114 \text{Mm}^3$.

$V_{NNR} = V_U + V_m = 0.114 + 0.052 = 0.166 \text{Mm}^3$

$V_{NNR} = 0.166 \text{Mm}^3 \Rightarrow \text{COTE NNR} = 729.80 \text{ m NGA}$

$\varepsilon = \frac{0.114 - 0.113}{0.114} 100 = 0.877\%$ $\varepsilon = 0.877 \%$

$\zeta = 0.87 < 2\%$ donc la condition est vérifiée.

III-8) LAMINAGE DES CRUES

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue Cette relation peut être formulée comme suite :

$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dt \dots \dots \dots$ III- 50

Avec :

- Q: le débit entrant de la crue.
- q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est:

$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots$ III- 51

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine.

III-8.1) Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.8.1.1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots III- 52$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q\%$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots III- 53$$

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

III-8.1.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot (H)^{3/2} \dots\dots\dots III- 54$$

Où :

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

- g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];
- L : la largeur de déversoir, (**On la fait varier de 4 à 30 m**).
- H : la charge sur le déversoir (**on fait varier de 0,5 à 2.5 m**).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{III- 55}$$

ET **S=b. (H+P)**

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui est au dessus et L compris entre 4 et 20 mètres.

$$H_o = H/2 + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots \text{III- 56}$$

Où :

H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$: 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 sont représentés dans les tableaux suivants:

Tableau III- 46: Données initiales

Données initiales	
g	9.81
α	1
Q_{1%} (m³/s)	84.56
V_{c1%} (m³)	610000
m	0.49
P (m)	1m

III-8.2) Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE,
- Définir le volume en charge pour chaque lame,
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydro gramme ayant une forme triangulaire :

$$V_{cr} = 0.5 \times Q_{max\ p\%} \times T$$

A l'aide de la formule

$$q_{max\ p\%} = Q_{max\ p\%} \times \left(1 - \frac{V_f}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots III- 57$$

-
- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d.

Tous les calculs et résultats sont illustres dans le tableau III.47 dans les annexes

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

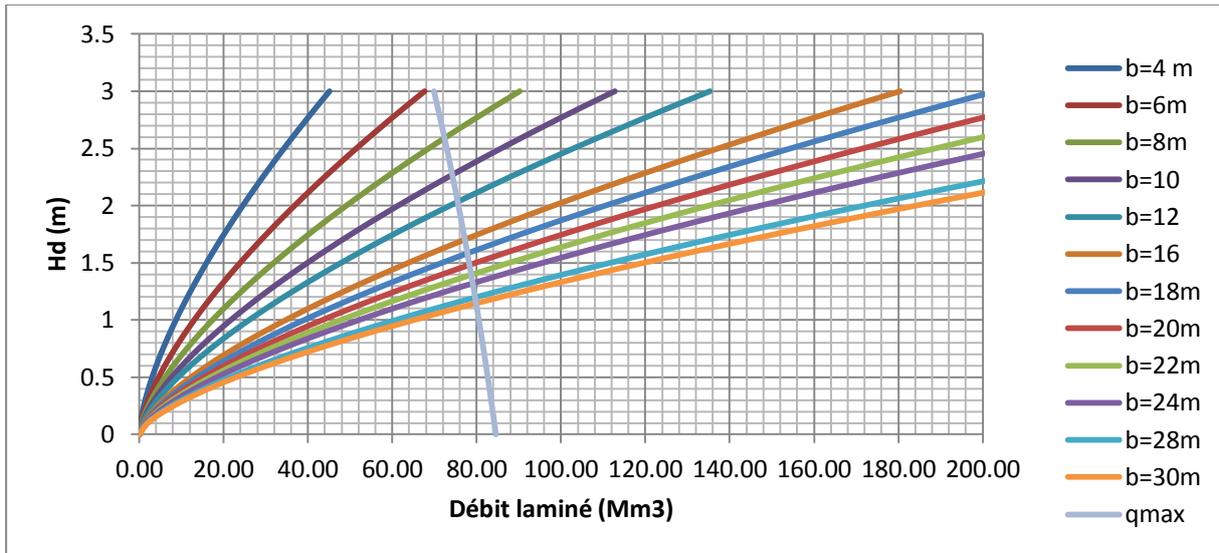


Figure III.20 : Courbes $H=f(Q, q)$

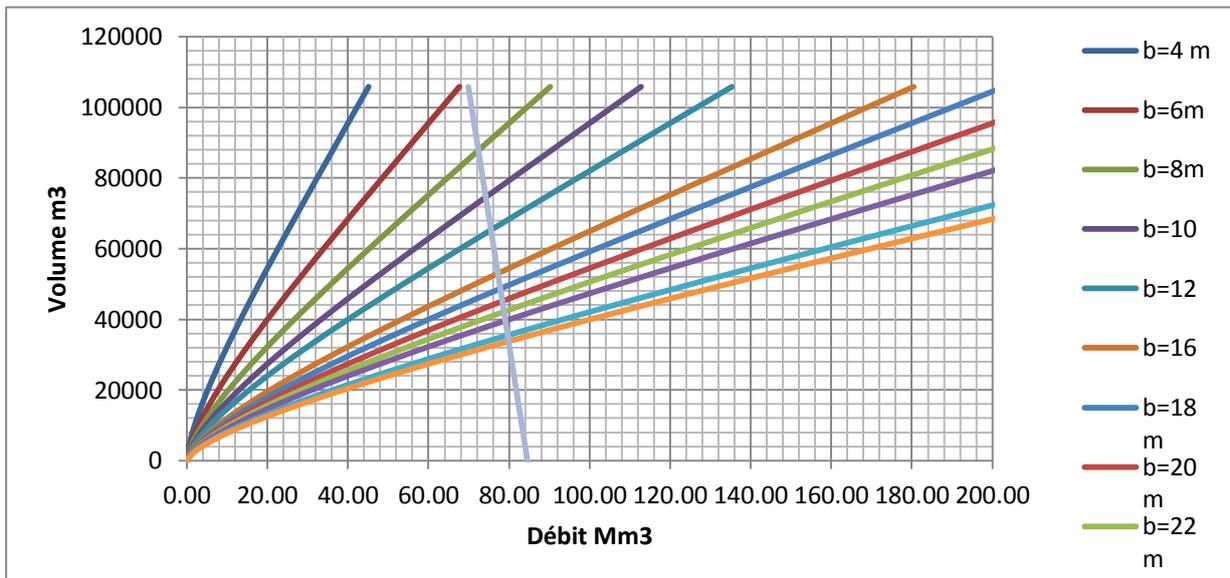


Figure III.21 : courbes $V=f(Q, q)$

Tableau III.47 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	q (m³/s)
30	1.15	80.1
28	1.2	80
24	1.3	76.8
22	1.4	76.65
20	1.5	76.60
18	1.6	76.50
16	1.7	76.30
14	1.8	76.25
12	2.10	76.00
10	2.25	74.20
8	2.6	72.20

III-9) ETUDE D'OPTIMISATION

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III-9.1) Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots \text{III- 58}$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III-9.1.1) Calcul de la revanche

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule USBR

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \text{ Avec } H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots \text{III- 59}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [$F = 0,38 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,38} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,38} = 0,76 \text{ m}$$

$$R=1.03 \text{ m}$$

D'où

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76 = 3.02\text{m/s}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \text{ Avec } H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{III- 60}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,38} = 0,70 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,70 = 2,9 \text{ m/s}$$

R=1.13 m

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{III- 61}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,38} = 1,18 \text{ m}$$

R=1.18 m

On prend la valeur la plus proche à la moyenne.

Donc: **R=1,13 m**

III-9.1.2) La largeur en crête

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

a) Formule T.KNAPPEN:

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{III- 62}$$

b) Formule de F.PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots \text{III- 63}$$

c) Formule simplifiée:

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots \text{III- 64}$$

d) Formule pratique:

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{III- 65}$$

Avec:

H_b : la hauteur du barrage

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots \text{III- 66}$$

On admet une valeur de $t=0.5m$ pour le tassement de la retenue, le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.48 : Récapitulatif des résultats.

b(m)	H(m)	q (m3/s)	Hb(m)	bcr (Knappe)	bcr(Preec)	bcr(Simplifié e)	bcr (Pratique)	bcr (moy)
8	2,6	72,2	15,03	6,40	5,26	5,88	6,46	6,00
10	2,25	74,2	14,68	6,32	5,21	5,81	6,39	5,93
12	2,1	76	14,53	6,29	5,19	5,78	6,35	5,91
14	1,8	76,25	14,23	6,22	5,15	5,72	6,29	5,85
16	1,7	76,3	14,13	6,20	5,13	5,70	6,26	5,83
18	1,6	76,5	13,83	6,18	5,12	5,68	6,24	5,81
20	1,5	77,6	13,53	6,16	5,11	5,66	6,22	5,79
22	1,4	77,65	13,33	6,14	5,09	5,64	6,20	5,77
24	1,3	77,8	13,13	6,11	5,08	5,62	6,18	5,75
28	1,2	80	12,50	6,09	5,06	5,60	6,15	5,73
30	1,05	80,1	12,35	6,08	5,05	5,59	6,14	5,70

On opte pour une largeur optimale égale à 6 m.

III-9.1.3) Calcul du coût de la digue

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

Tableau III- 49 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

Coût de la digue					
digue	b(m)	hdec(m)	V(m3)	montant (DA)	en million (DA)
1	8	2,6	51187,6	25593801,8	25,5938
2	10	2,25	48217,325	24108662,7	24,1086
3	12	2,1	46973,66	23486834,2	23,4868
4	14	1,8	44539,129	22269564,6	22,2695
5	16	1,7	43743,25	21871626,6	21,8716
6	18	1,6	42955,1956	21477597,8	21,4775
7	20	1,5	42174,956	21087478,3	21,0874
8	22	1,4	41402,538	20701268	20,7012
9	24	1,3	40743,3	20371650,7	20,3716
10	28	1,2	39011,82	19505911,7	19,5059
11	30	1,05	37904,88	18952440,7	18,9524

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2.5 mètre.

Le prix du mètre cube de remblai est estimé **500 DA**

III-9-2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III-9-2-1) Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \dots\dots\dots \text{III- 67}$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m2).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 42000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III-50 : Coût de déversoir

Profil n°	B(m)	Hdev (m)	S (m²)	V (m³)	couts en DA	cout en million(DA)
1	8	2,6	3,2	25,6	1075200	1,0752
2	10	2,25	3,15	31,5	1323000	1,323
3	12	2,1	2,5	30	1260000	1,26
4	14	1,8	2,25	31,5	1323000	1,323
5	16	1,7	2,15	34,4	1444800	1,4448
6	18	1,6	2,14	38,52	1617840	1,61784
7	20	1,5	2,12	42,4	1780800	1,7808
8	22	1,4	2,1	46,2	1940400	1,9404
9	24	1,3	1,8	43,2	1814400	1,8144
10	28	1,2	1,74	48,72	2046240	2,04624
11	30	1,05	1,52	45,6	1915200	1,9152

III-9.2. 2 Calcul du coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 61.80m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cour}} \dots \dots \dots \text{III- 68}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,4 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 42000 DA/m3

Largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots \dots \dots \text{III- 69}$$

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

Tableau III- 51 : Coût du coursier

b(m)	H(m)	q (m3/s)	b cou (m)	Vbét (m3)	Montant en Million (Da)
8	2,6	72,2	5,54	245,346	10,3045
10	2,25	74,2	5,60	248,042	10,4178
12	2,1	76	5,65	250,432	10,5181
14	1,8	76,25	5,66	250,761	10,5320
16	1,7	76,3	5,66	250,827	10,5347
18	1,6	76,5	5,67	251,090	10,5458
20	1,5	76,6	5,67	251,221	10,5513
22	1,4	76,65	5,67	251,287	10,5540
24	1,3	76,8	5,68	251,483	10,5623
28	1,2	80	5,77	255,623	10,7362
30	1,05	80,1	5,77	255,751	10,7415

III- 9.3 coût total du barrage

Tableau III-52: Coût Totale de la Retenue

Largeur déversante (m)	Coût de la digue (millions DA)	Cout de l'évacuateur de crue		Coût total (millions de)
		Déversoir	coursier	
8	25,5938	1,0752	10,3045	36,97
10	24,1086	1,323	10,4178	35,85
12	23,4868	1,23	10,5181	35,23
14	22,2695	1,352	10,532	34,15
16	21,8716	1,448	10,5347	33,85
18	21,4775	1,6178	10,5458	33,64
20	21,0874	1,7808	10,5513	33,30
22	20,7012	1,814	10,554	33,32
24	20,3176	1,9404	10,5623	33,34
28	19,5059	2,04624	10,7326	33,36
30	18,9524	2.9152	10,7415	33,37

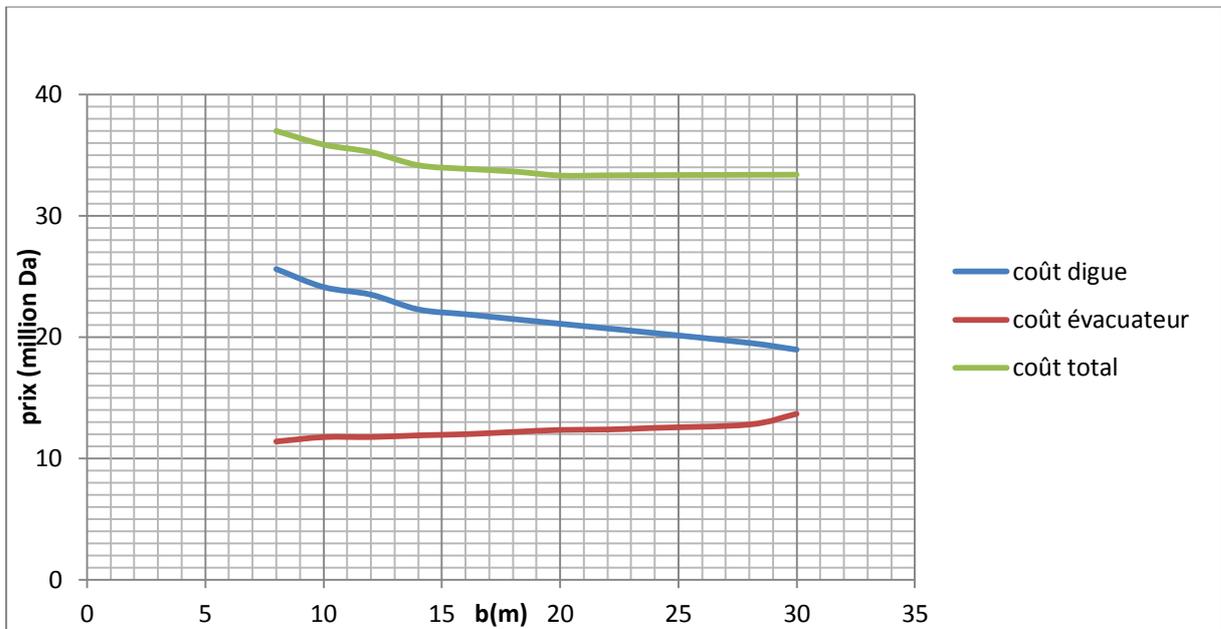


Figure III-22 : Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.22, la largeur du déversoir donnant le coût minimum est **20 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est: $H_b = 13.53m$

D'où la cote de la crête du barrage égale à 732.5m.NGA

CONCLUSION

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

Tableau III- 53: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.052
Volume utile	Mm ³	0,119
Volume au NNR	Mm ³	0.171
Cote du fond	m NGA	719.0
Cote NVM	m NGA	723.5
Cote NNR	m NGA	729.80
Cote NPHE	m NGA	731.30
Cote en crête	m NGA	732.5
Largeur en crête	m	6
Hdév	m	1.5
B dév	m	20

INTRODUCTION

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres.

Comparativement aux barrages en béton les barrages en terre (en remblai) présentent les avantages suivants :

- a) Des conditions géologiques et topographiques qui sont moins exigeantes.
- b) Ils nécessitent moins d'installations et d'équipements.
- c) Ils sont peu sensibles aux tassements et aux séismes.

En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- d) La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- e) La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes

L'aménagement

- f) L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV-1) LE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE

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

- ✓ L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✓ L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✓ L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

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 :

- ✓ **Barrage en terre homogène**
- ✓ **Barrage zoné à noyau d'argile**
- ✓ **Barrage en enrochement avec masque en béton**

IV-1.1) Barrage en terre homogène

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

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour

intercepter les eaux d'infiltration. Le drain est constitué de matériaux grossiers.

IV-1.2) Barrage zoné à noyau d'argile

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

IV-1.3) Barrage en enrochement avec masque en béton

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

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

Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.

IV-2) DEFINITION DE PROFIL GENERAL DU BARRAGE**IV-2.1) Hauteur de barrage****IV-2.1.1) Calcul de la revanche**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule USBR

$$R = 0.75 \cdot H + V^2 / 2 \quad \text{avec} \quad R = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots \text{IV- 1}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 0,38 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,38} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,38} = 0,76 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76 = 3.02 \text{ m/s}$$

$$\mathbf{R=1.03 \text{ m}}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{IV- 2}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,38} = 0,70 \text{ m}$$

$$\mathbf{R=1.13 \text{ m}}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,70 = 2,9 \text{ m/s}$$

c) Formule Simplifiée:

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{IV- 3}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,38} = 1,18 \text{ m}$$

$$\mathbf{R=1.18 \text{ m}}$$

On prend la valeur la plus proche à la moyenne.

Donc: **R=1,13 m**

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots IV- 4$$

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

A.N:

$$H_b = 729.8 - 719 + 1.13 + 1.5 + 0.1 = \mathbf{13.53m}$$

IV-2.1.2) Largeur en crête

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

a) Formule T.KNAPPEN:

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots IV- 5$$

b) Formule de F.PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots IV- 6$$

c) Formule simplifiée:

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots IV- 7$$

d) Formule pratique:

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots IV- 8$$

H_b: la hauteur du barrage

Tableau IV-1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formules	b _{cr} (m)
KNAPPEN	6.16
PREECE	5.11
SIMPLIFIEE	5.66
PRATIQUE	6.22
Moyenne	5.79

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

IV-2.1.3) La longueur en crête

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

$$L = 178.94\text{m}$$

IV-3) PENTES DES TALUS

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

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

Tableau IV-2: Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

IV-3.1) 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.

a) 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.

b) 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 :

✓ **1^{ère} méthode**

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots \text{IV- 9}$$

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-03 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

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

Pour notre cas

$\theta = 2,50$ et une pente égale $1/2.5$ d'où $C = 0,036$

Donc :

$$E = 0.036 \cdot (2.9)^2 = 0.30 \text{ m}$$

E = 0.50m.

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire **P** tel que $P \geq 0,52 \cdot E^3 \cdot \delta$

P = 0. 163 tonnes

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

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{P}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.06}{0,524 \cdot 2,50}} = 0.36m$$

..... IV- 10

D_p = 36 cm.

✓ **2^{ème} 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-4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

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

Pour notre cas: h_v = 0.6m

Donc d'après ce tableau:

D_{50 min} = 0,30m et e_{min} = 0,40m

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

cmd'enrochement.

IV-4) ETANCHEITE DU BARRAGE

IV-4.1) Le Noyau

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

IV-4.1.1) Dimensionnement du noyau

a) La hauteur

La hauteur de noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots IV- 11$$

Avec: H_b : La hauteur du barrage

A.N: $H_n = 13.5 - 1 = 12.5$
 $H_n = 12.5 \text{ m}$

b) La largeur en crête du noyau

Elle est donnée par la formule suivante :
 $L_n = 1/6 \cdot H_b$

A.N : $L_n = 1/6 * 13.5 = 2.25\text{m}$

Donc on adopte: $L_n = 3\text{m}$

c) Les fruits des talus du noyau

Il faut vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots IV- 12$$

Avec:

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

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau donnée par la formule suivante

$$b_{moy} = \frac{L_b - L_n}{2}$$

Avec:

L_n : largeur en crête du noyau

L_b : Largeur en base du noyau

ΔH : La différence de charge d'eau donnée par cette formule :

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

Avec:

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1 = 10.8$ m)

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

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

Tableau IV-5 : Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compact	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

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1.95$

$$\frac{\Delta H}{I_{adm}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{12.0}{b_{moy}} \leq 1.95 \Rightarrow b_{moy} \geq \frac{12}{1.95} = 6.15 \text{ m}$$

..... IV- 13

Donc: **$b_{moy} = 6.15$ m**

On a la formule suivante pour déterminer les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_n$$

Donc:

$$m = \frac{L_b - L_n}{2 * H_n}$$

Avec: $L_b = 2 * b_{moy} - L_n$

$$\text{A.N:} \quad L_b = 10.1 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad m = 0.32$$

IV-4.2) Les 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.

IV-4.2.1) 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.

a) La longueur du drain tapis

$$L_d = L_b / 3$$

Avec :

$$L_b : \text{Longueur transversale du barrage } [L_b = 96.62\text{m}].$$

$$\text{Donc:} \quad L_d = 96.62/3 = \mathbf{32.21\text{m}}$$

IV-4.2.2) 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 **2 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.

IV-4.2.3) Dimensionnement du drain prisme

Permettre de :

- b) Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- c) Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- d) Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage

a) Fruits des talus

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

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend} \quad m_2 = 2.5$$

b) Hauteur

$$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage

On prend

$$H_{dr} = 0.2 H_b = 2.02 \text{ m}$$

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

c) largeur au sommet

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

d) Largeur en base du drain

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

B = 10 m

IV-5) ETUDE TECHNI-ECONOMIQUE

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à

A l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{Pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots IV- 14$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{Pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la

section « i » 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.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots IV- 15$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots IV- 16$$

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.

La 1^{ère} variante : qui est représentée le barrage homogène en limon argileux ou limon sableux graveleux avec un drain vertical ayant une hauteur de 13.5m et des pentes de talus amont et aval de $m_1= 3$ et $m_2=2,5$ respectivement. Cette variante est très économique et très étanche mais elle exige la disponibilité des matériaux (sols fins) de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

La 2^{ème} variante : dont le barrage est de type zoné avec une hauteur de 13.5 m et des pentes de talus $m_1=3$ pour le talus amont et pour le talus aval $m_2=2,5$. Cette variante assure la disponibilité des matériaux hétérogènes pour la confection juste à proximité du site du barrage en réduisant les activités des engins d’une part en gagnant le temps d’autre part mais elle présente la difficulté de mises en place des zones de transitions et des filtres.

La 3^{ème} variante : C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et sa fondation est soumise qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

La hauteur du barrage reste la même, elle est de 13.5m et pour les mêmes pentes de talus $m_1=3$ pour l'amont et $m_2=2.5$ pour le talus aval.

IV-5.1) Barrage homogène en argile

a) Recharge(argile)

Tableau IV-6: volume de recharge (Argile)

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	L_i (m)	$V_i(m^3)$
0	0	12.265	36	441.72
1	24.53	47.23	36	1700.28
2	69.92	79.57	36	2864.52
3	89.23	73.88	36	2659.68
4	58.53	29.27	36	1053.54
5	0			
Volume total				8719.74

b) Filtre et drains

Tableau IV.7. Volume du sable

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	2.875	36	161
1	5.75	7.945	36	444.92
2	10.14			
3	4.09	7.12	36	398.72
4	2.63	3.36	36	188.16
5	0			
		1.32	36	73.92
Volume total				1266.72

Tableau IV.8. Volume du gravier

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	2.20	36	123.2
1	4.397	8.897	36	498.23
2	4.5			
3	3.29	3.895	36	218.2
4	2.76	3.025	36	53.00
5	0			
		1.38	36	77.28
Volume total				969.92

C) Protection en Rip – Rap**Tableau IV.10.** Volume de Rip-Rap

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	7.1	36	255.6
1	14.23	23.91	36	860.76
2	33.59			
3	8.74	21.17	36	762.12
4	5.40	7.07	36	254.52
5	0			
		2.7	36	97.2
Volume total				2230.2

IV-5.2) Barrage Zoné**a) Le Noyau****Tableau IV -11 :** Volume du Noyau

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	21.37	36	769.5
1	42.75	61.58	36	2216.88
2	80.42			
3		54.55	36	1963.8
4	28.68 16.41	22.54	36	811.44
5	0			
		8.20	36	295.2
Volume total				6056.82

b) Recharge

Tableau IV -12 : Volume de la recharge

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	7.84	36	282.24
1	15.68			
2	28.32	22	36	792
3	10.92	19.62	36	706.32
4	6.97			
5	0	17.89	36	644.04
		3.48	36	125.28
Volume total				2549.88

c) Protection (Rip Rap)

Tableau IV -13 : Volume du Rip Rap

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	3.71	36	133.56
1	7.43			
2	12.64	10.03	36	361.08
3	5.73	9.185	36	330.66
4	3.96			
5	0	4.845	36	174.42
		1.98	36	71.28
Volume total				1071

d) Filtre et drains**Tableau IV -14:** Volume du sable

coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	2.37	36	85.32
1	4.75			
2	9.14	6.95	36	250.2
3	3.09	6.14	36	221.04
4	1.63			
5	0	2.36	36	184.96
		0.82	36	29.52
Volume Total				1512.84

Tableau IV -15 : Volume du gravier

Coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	2.795	36	99.54
1	5.59			
2	8.62	7.11	36	255.96
3	4.30	6.46	36	232.56
4	3.26			
5	0	3.78	36	136.08
		1.63	36	58.68
Volume total				1219.38

IV-5.3) Barrage en enrochement avec masque en béton

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

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

$$e = 0.3 + 0.001 * H$$

H : la hauteur de barrage

A.N : $e = 0.32m$

a) Recharge(enrochement)

Tableau IV-16 : volume des recharges

Coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	38.93	36	2180.08
1	77.85	197.85	36	11079.6
		120.98		
2	120.98			
3	38.72	79.85	36	4303.6
4	21.94			
		30.33	36	1698.48
5	0			
		10.97	36	614.32
Volume total				16003.08

b) Masque en béton

Tableau IV.17. Volumedebéton

Coupe	$S_i(m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i(m)$	$V_i(m^3)$
0	0	6.145	36	344.12
1	12.29	33.97	36	1902.32
		21.68		
2	21.68			
3	8.82	30.5	36	1708
4	5.60			
		14.42	36	807.52
5	0			
		2.8	36	156.8
Volume total				4918.76

IV-6) L'ESTIMATION DU COUT DES VARIANTES

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV - 18 : Coûts des variantes étudiant

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	8719.74	1500	13384300	25812660
	Protection	2230.2	1500	4200800	
	Sable	1266.72	4000	4936880	
	gravier	969.92	4000	3579680	
Zoné	Recharge	2549.88	1500	5949660	26914916
	Noyau	6056.82	800	7537376	
	Protection	1071	1500	2499000	
	sable	1512.84	4000	6051360	
	gravier	1219.38	4000	4877520	
Avec masque	Recharge (enrochement)	16003.08	1500	24004620	132218220
	Béton	4918.76	22000	108213600	

CONCLUSION

En analysant les résultats du tableau récapitulatif IV.18, la variante du barrage homogène donne un moindre coût, une facilité de réalisation, donc elle assure le compromis économique et technique. En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente. Ce barrage en terre homogène a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique.

INTRODUCTION

Situé à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédant, on a opté pour la première variante à savoir une retenue collinaire en terre homogène.

Dans ce chapitre, on a abordé tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

V-1) CONCEPTION DE LA DIGUE

La digue de la retenue collinaire sur Oued ABRIR commune DAHRA wilaya de CHLEF est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles.

La composition constructive sera comme suit :

- Fondation ancrée à 2,5 mètres.
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval
- Recharges argileuses.
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 732.5m.NGA.On défini les termes suivants :

a. Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

b. Clé d'ancrage: elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

c. Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

d. Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

e. Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

V-1.1) Dimensionnement de la digue (homogène en argile)

- La hauteur du barrage : 13.5 m ;
- Largeur en crête : 6 m ;
- La pente des talus :
- Le parement amont : 1V/3H ;
- Le parement aval : 1V/2.5H ;

V-1.2) Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec une pente de 2 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier et sable compactée) et couche de 20cm béton. Pour le barrage homogène, on s'attachera à

Prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante pour les 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).

V-1.3) Protection des talus✓ **le talus aval**

Le talus aval peut être protégé efficacement par une couche d'humus, d'une épaisseur 20 cm.

✓ **le talus amont**

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'une épaisseur de 40cm d'enrochement. Avec un diamètre moyen de 30cm donc avec un filtre de 40 cm (lit d'enrochement de 40 cm et sable avec épaisseur de 20 cm

V-1.4) les bermes

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

Les cotes des bermes sont respectivement :

Berne amont $C_{Bam}=728m$

Berne aval $C_{Bav}=728m$

La largeur des bermes aval et amont sont de 3m.

V-1.5) Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages sont comme suit :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes
- On doit contrôler son fonctionnement.

V-1.5.1) Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans leurs parties centrales, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0,2 H$

Où :

H est la hauteur du barrage.

a) Fruits des talus

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

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend} \quad m_2 = 2.5$$

b) Hauteur

$$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage

On prend

$$H_{dr} = 0,2 H_b = 2,02 \text{ m}$$

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

c) largeur au sommet

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

Mais nous opterons pour une largeur en crête de 3m disant que notre drain prisme vajouer le rôle d'une berme.

d) Largeur en base du drain

Elle est exprimée par :

$$B=b_{dr}+ (m_1 +m_2) h_{dr}$$

$$B= 10m$$

V-1.5.2) Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,80$ m, par rapport aux matériaux à employer et du remblai. On peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol.

a) La longueur du draintapis

$$L_d=L_b/3$$

Avec :

$$L_b : \text{Longueur transversale du barrage } [L_b=96.62m].$$

$$\text{Donc: } L_d= 96.62/3= \mathbf{28m}$$

V-1.5.3) 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 **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 tapisfiltrant.

V-1.6)La clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue.

V-2) CALCUL DES INFILTRATIONS A TRAVERS LE CORPS DE LA DIGUE

Les fuites d'eaux existent toujours même si le corps de la digue et la fondation sont constitués d'un matériau imperméable.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations sont à considérer sous les aspects suivants:

- ce sont d'une part des pertes d'eau réduisant le volume emmagasiné,
- d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards et des pressions de filtration.

V-2.1) Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- ✓ La zone submergée du corps de la digue.
- ✓ Les pressions interstitielles.
- ✓ Le tracé de la ligne de saturation.
- ✓ Le débit de fuite à travers le corps.

V-2.2) Détermination de la ligne de saturation

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

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

V-2.2. 1) Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est Identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

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

$$y^2 - y_0^2 - 2xy = 0 \dots\dots\dots V- 1$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots V- 2$$

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

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

$$h = H_e ; d = B - L_{ta} - 0,7.b$$

B : La largeur en base

$$b = m_1 . h ; \text{ donc : } b = 32.4 \text{ m}$$

$$d = 29.12 \text{ m}$$

AN : $y_0 = 1.84 \text{ m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$x = 0.27y^2 - 0.92$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a.

$$a = \frac{y_0}{2} \dots\dots\dots V- 3$$

AN : $a = 0.92$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau V-1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y(m)	0	1,8	3.6	5.4	7.2	7,5	9	10,5	10.8
X(m)	-0.92	-0.05	2.6	6.95	4,62	13.08	20.95	17,24	30.05

V-2.3) Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)

a) **Digue :**

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots V- 4$$

q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dx}{dy}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = Ky \frac{dx}{dy}$, Avec : $y \frac{dx}{dy} = y_0$

D'où :

$$q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

Sachant que : $K = 2 \times 10^{-11} \text{ m/s}$

On a : $q_n = 3.68 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$

Le débit total à travers de la digue sera :

$$Q = q_n \cdot L \quad \text{pour } L = 178.94\text{m}$$

AN : $Q_I = 6.58 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de perte en une année sera :

$Q_{an} = 2.08 \text{ m}^3/\text{an}.$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots V- 5$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K=2.10^{-11} \text{ m/s}$)

$$I = H_e / L_b$$

(H_e = charge de la retenue = 10.8 mce, $L_b = 76.75 \text{ m}$ L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T = 3 \text{ m}$ Profondeur du sol defondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

$$A.N \ q = 2.10^{-11} * \frac{10.8}{76.75} * 3 = 2.2. 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

$$\text{Donc } Q_F = q.L = 2.2.10^{-9} 178.94 = 5.04 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_F = 5.04 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$

c) Débit total d'infiltration :

$$Q = Q_F + Q_I = 6.58 \cdot 10^{-9} + 5.04 \cdot 10^{-8} = 5.7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 5.7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

V-2.4) Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

a) Corps du barrage :

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{DH}{l} \leq I_{adm} \dots\dots\dots V- 6$$

Ou :

ΔH : perte de charge à travers le barrage ; $\Delta H = 10.8\text{m}$ et $l=76.75\text{m}$

I_{adm} : gradient hydraulique admissible.

Tableau V.2. Le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1.95$

$$I = 0,14 \leq I_{adm} = 1,95.$$

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

b) Fondation :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante vérifiée :

$$I_f < \frac{I_c}{K_s} \dots\dots\dots V- 7$$

Avec :

I_c : gradient d'infiltration critique donne par le tableau

K_s : coefficient de sécurité déterminée d'après le tableau

Tableau V.3. Le gradient d’infiltration critique (In volkov/1986)

sol de fondation	Argile	Limon	Sable grossie	Sable moyen	Sable fin
Icr	1.20	0.65	0.45	0.38	0.29

Tableau V.4. Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l’ouvrage

La classe de l’ouvrage	I	II	III	IV
Ks	1.25	1.20	1.15	1.10

Avec :

$$I_f = \frac{DH}{L+0.88T_c} \dots\dots\dots V- 8$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation

H : charge d’eau (10.8).

L : longueur la base du barrage (76.75).

AN : I_f=0.13

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1.1 \geq I_f$$

D’ou La résistance d’infiltration de la fondation est vérifiée.

V-3) CALCUL DES FILTRES

V-3.1) Règles des filtres :

L’exigence primordiale aux sols des filtres est qu’ils doivent vérifier, les conditions de l’absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V- 9$$

D’où :

η: Coefficient d’hétérogénéité du sol du filtre, η=D60/D10.

n : Porosité du sol en fonction d’unité n = no-0,1Log η.

no= 0,4 pour les sols caillouteux.

no =0,45 pour les sols argileux.

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots V- 10$$

D₁₅ : Diamètre de filtre.

d₈₅: Diamètre du sol à protéger.

V-3.2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots V- 11$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots V- 12$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

V-3.2.3) Granulométrie de sol a protégé

$$d_{15} = 0.0008 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.009 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0.06 \text{ mm}$$

- ❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

- $0.009 \text{ mm} < D_{15} < 0.032 \text{ mm}$

- $0.108 \text{ mm} < D_{50} < 0.522 \text{ mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.021 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.325 \text{ mm}$$

- ❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

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

$$d_{50} = 0,005 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 0,03 \text{ mm.}$$

- $0.0048 \text{ mm} < D_{15} < 0.016 \text{ mm}$

- $0.06 \text{ mm} < D_{50} < 0.29 \text{ mm}$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0.18 \text{ mm}$$

$$D_{15} = 0.010 \text{ mm}$$

Filtre N° 01 :

✓ Vérification de l'absence de RENERAD dans le sol des filtres

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V- 13$$

D'après la courbe granulométriques de F₁ :

d₅ = 0.0011mm ; d₁₀ = 0.0010mm

d₁₇ = 0.0018mm ; d₆₀ = 0.013mm

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 8.125$ coefficient d'hétérogénéité

n=0,4-0,1.log η= 0.30;

$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 > 0.23$

La condition de est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

✓ Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.06} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

✓ Vérification de l'absence de RENERAD dans le sol des filtres

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V- 14$$

Avec :

D₅ /D₁₇ = 0.54 > 0.47 pour n= 0.36 et η = 13.76

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

✓ Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.36 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

t_{min} ≥ (5-7) D₈₅

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres.

Conclusion :

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

V-4) ETUDE DE STABILITE

V-4.1) Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle. La méthode la plus couramment utilisée est celle de la méthode grapho-analytique dite **FELLENIOUS**

« méthode des tranches », perfectionnée par **BISHOP**. Elle peut donner lieu à une application graphique qui est décrite plus loin sous le nom de méthode de **COUTNEY**.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval) :

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

b) Fin de construction (talus aval et amont) :

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c) Vidange rapide (talus amont) :

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-5.

Tableau V-5 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe IV, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,1 - 1,05$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

V-4.2) Méthode de FELLENIUS

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Tracer les arcs des cercles de rayon R_1 et R_2 .

Avec :

$$R_1 = K_1 H_b \text{ et } R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 13.5\text{m}$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V-6

TableauV-6 : Les différentes valeurs de K₁ et K₂

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
K ₁ = R ₁ /H _b	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
K ₂ = R ₂ /H _b	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	3	1,0	2,3	13.5	31.05
Aval	2,5	0,875	2,025	11.8	27.33

L’intersection des rayons R₁ et R₂ 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 :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots V- 15$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots V- 16$$

Avec :

α : angle d’inclinaison du pied de la tranche par rapport à l’horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.sec tion.divisée}}{10}$$

$$\text{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2 \alpha}$$

V- 4.4) Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau V-7 suivant

Tableau V-7 : Caractéristique géotechnique

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique (m ³)	
			Sèche	Saturé
Corp. de la digue	33	1.52	1.5	2.69
Lafondation	31	1.4	1.65	2,66

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

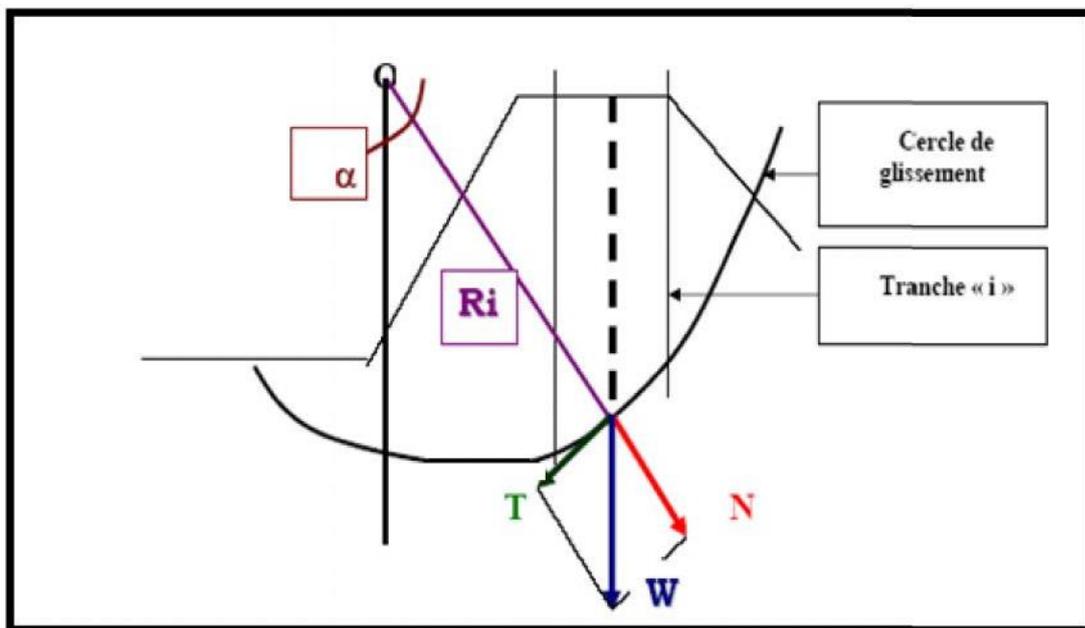


Figure V-1 : Schéma qui illustre le principe de la méthode des tranches

V-4.5) 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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots V- 17$$

Avec :

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).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots V- 18$$

Avec :

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 :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots V- 19$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots V- 20$$

a : Coefficient de séisme.

Gn : Poids de la tranche.

V-4.6) Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices**

a) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \text{tg}\varphi - U \text{dl} \text{tg}\varphi \dots\dots\dots V- 21$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \text{dl} \dots\dots\dots V- 22$$

$$\text{Avec : } dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \text{dl}) \text{tg}\varphi + c \text{dl}] R$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (Tn), (force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots \dots \dots V- 23$$

V-4.7) Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P_i) \text{tg}\phi_i + \sum C_i \text{dl}}{\sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots V- 24$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P_i) \text{tg}\phi_i + \sum C_i \text{dl}}{(1/R) \sum G_n a_n d_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots V- 25$$

Avec:

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots \dots \dots V- 26$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots \dots \dots V- 27$$

c) Vidange rapide :

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi_i + \sum C_i \text{dl}}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots \dots \dots V- 28$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi_i + \sum C_i \text{dl}}{\sum T_{ni} + (1/R) \sum G_n a_n d_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots V- 29$$

Le tableau V-8 représente les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Tableau V-8 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas desollicitation		Coefficientsdesécurité	
		Kss	Kas
Fin de construc tio n	Talus aval		
	R1=17.43	2.02	1.52
	R2=21.37	1.98	2.87
	R3=32.88	2.7	2.12
Fonctionneent normale	Talus aval		
	R1=22.24	2.02	1.52
	R2=28.45	1.98	2.87
	R3=37.37	2.7	2.12
Vidangerapide	Talus amont		
	R1=40.38	2.66	1.87
	R2=35.21	2.90	1.90
	R3=33.93	3.33	1.63

CONCLUSION

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

INTRODUCTION

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

Remarque :

Etant donné le caractère onéreux d'une dérivation provisoire proprement dite, qui est souvent matérialisée par une galerie passant sous la digue que l'ampleur du projet ne saurait justifier et dont l'utilisation présente une certaine incertitude, vu le caractère aléatoire des précipitations, et la période de construction qui devrait s'étaler théoriquement de mai à septembre, nous avons jugé qu'il serait économiquement raisonnable, de construire en premier lieu la conduite de vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, et elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps du barrage.

VI-1) OUVRAGE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talusaval).
- De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de ladigue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier

VI-1.1) Différents types d'ouvrages de vidange

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que :

a) Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue ; la conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c) Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI- 1.2) Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange. La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien. La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

**La variante de l'ouvrage à retenir est celle
d'une conduite en charge**

IV-1.3) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :**Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;
- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

VI-1.3.1) 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 durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{VI- 1}$$

Avec :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (5jours).

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

A.N : $Q_{vf} = 0.27 \text{ m}^3/\text{s}$

VI-1.3.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots \text{VI- 2}$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}}$$

Avec :

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= 0.024Km²**

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

AN : **D_{vf}=0.180 m**

On prend un diamètre normalisé : **D_{vf} = 200 mm**

a) Correction du coefficient de débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi i}} \dots \dots \dots \text{VI- 3}$$

Avec :

$\sum \xi i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

b) Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D}$$

Avec : $\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}}$

λ : Coefficient de perte de charge

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 400$ mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 102.23$ m).

AN: **$\lambda = 0,0041$** **$\xi_{lin} = 1.04$**

c) Coefficient de pertes des charges singulières

On a :

Entrée = 0,4, sortie = 1, vannes = 0,2

Donc :

$$\sum \xi s = 1.6 \text{ m}$$

AN :

$\mu = 0.48$ **S = 0.060m²**

D'ou : **D_{vf} = 0,35 m**

On prend un diamètre normalisé : **D_{vf} = 400 mm**

❖ La conduite étant en acier de diamètre 400mm.

VI-1.3.3) Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots \dots \dots \text{VI- 4}$$

AN : $V_s = 4.5 \text{ m/s}$

VI- 2) DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

La conception de la Prise d'eau pour l'irrigation tiendra en compte l'oxygénation de l'eau à extraire (prélèvement à plusieurs étages) et le type de système d'adduction (gravitaire, refoulement).

VI-2.1) le choix de la variante

Les variantes qui peuvent être projeté sur le site sont la Prise d'eau en charge et la Toure de prise, dont les avantages et les inconvénients sont représenté ci-dessous.

VI-2.1.1) Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

VI-2.1.2) Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI-2.2) La variante choisie

Comme le diamètre de la conduite est Faible on retient la variante d'une conduite en charge installée sur la rive gauche au-dessus de la galerie de la vidange du fond.

VI-2.3) 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, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,0387 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours en 8 heure).

$$\text{AN : } Q_{\max} = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}$$

On a encore:

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots \text{VI- 5}$$

Ou :

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$.

H : charge correspondante a la prise d'eau la plus basse.

$$\text{A.N : } S = 0.023 \text{ m}^2$$

$$D_{pe} = 0.18 \text{ m.}$$

On prend : $D_{pe} = 200 \text{ mm.}$

a) Correction du coefficient de débit μ

On utilise la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots \text{VI- 6}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda}{D}$$

$$\text{A.N: } \sum \xi = 1.56 \quad \mu = 0.62$$

$$\text{A.N: } S = 0.013 \text{ m}^2.$$

Donc: $D = 0.167 \text{ m.}$

On prend diamètre normalise : $D_{pe} = 200 \text{ mm.}$

b) Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max}}{S} \dots \text{VI- 7}$$

$$\text{AN : } V_{\max} = 2.17 \text{ m/s}$$

Conclusion

La conduite de prise de diamètre de **200 mm** Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VI-3) OUVRAGE D'EVACUATION 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 ladigue.

VI-3.1) 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.

VI-3.2) Différents types des évacuateurs de crues :

- Evacuateur de crues en puits (tulipe)
- Evacuateur de crues latéral à entonnoir latéral
- Evacuateur de crues latéral à entonnoir frontal
- Evacuateur de crues ensiphon

➤ 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.

➤ Evacuateur de crues latéral à entonnoir 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 de déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnoir du coursier.

➤ **Évacuateur de crues latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

➤ **Évacuateur de crues ensiphon:**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, Il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont:

- Amorçage et désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue

VI-3.3) Choix de la variante :

Le choix du type de l'évacuateur de crues repose sur la topographie et la géologie du site, ainsi que sur le débit à évacuer. Pour notre retenue, on opte pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal placé sur la rive gauche en partant de l'amont et qui est moins abrupt présentant pour ainsi dire un avantage technique et économique.

**Donc l'évacuateur de crue sera latéral à
Entonnement frontal**

L'évacuateur des crues est composé des parties suivantes :

- ✓ Canal d'approche
- ✓ Déversoir
- ✓ Transition
- ✓ Coursier

- ✓ Bassin de dissipation
- ✓ Canal de sortie

VI-3.4) Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

a) Le canal d'approche:

Le canal d'approche (**Le canal d'amenée**) est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

- La vitesse d'approche:

Est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q}{S_c} \dots \dots \dots \text{VI- 8}$$

Avec:

- V_a : Vitesse d'approche.
- Q : Débit de projet évacué (m^3/s) = 76.6 m^3/s .
- h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 2.5\text{m}$
- S : Section du canal (m^2). $S = (H+P) \cdot b$
- P : Hauteur de pelle (m) $P = 1\text{ m}$.
- H : Hauteur de lame déversant (m) $H = 1.5$.

$$V = \frac{Q}{(P+H)b} \dots \dots \dots \text{VI- 9}$$

$$V_{ap} = 1.53\text{m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est **(4.4 ÷ 10) m/s**

$$V_{ap} \leq V_{adm} \text{ Donc pas de risque de l'érosion.}$$

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à **6.3 m**.

b) Déversoir :

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle de section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure 1 montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

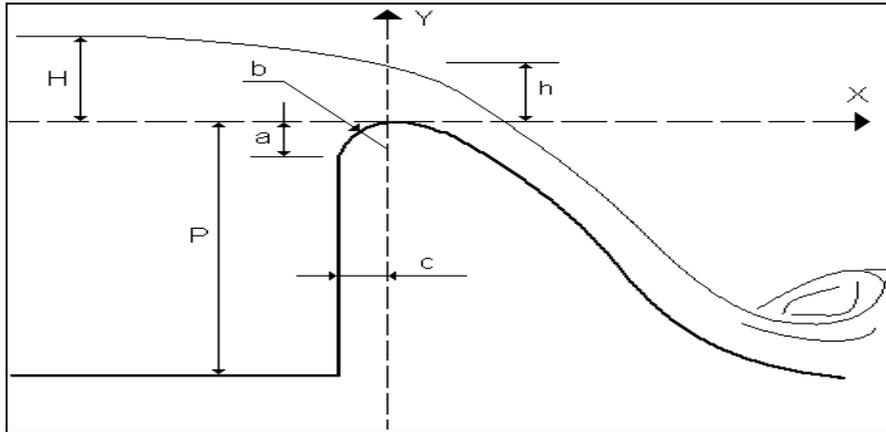


Figure. VI.1. Les paramètres du profil d'un déversoir

D'après la figure IV.01, on à:

$$a=0.12xH_{dev}=0.12*1.5=0.18m$$

$$b=0.4xH_{dev}=0.4*1.5=0.6m$$

$$c = 0.3 \times H_{dev} = 0.3 * 1.5 = 0.45 \text{ m}$$

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation et calculées dans le tableau suivant :

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}} \dots\dots\dots \text{VI- 10}$$

Avec: H : Charge sur le déversoir en[m].

Les coordonnées du profil et le calcul est donnée dans le tableau ci-dessous (Tableau IV.02).

Tableau VI. 2: Coordonnée de profil

X	Y
0	0,00
0,2	-0,02
0,4	-0,07
0,6	-0,14
0,8	-0,23
1	-0,35
1,2	-0,50
1,4	-0,66
1,6	-0,85
1,8	-1,05
2	-1,28
2,2	-1,52
2,4	-1,79
2,6	-2,07
2,8	-2,38
3	-2,70

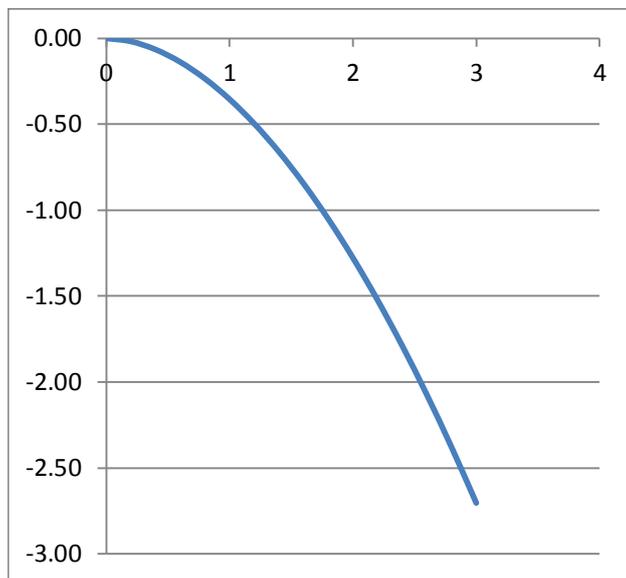


Figure VI.2 Profil du déversoir

c) Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

- La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 10 m et une pente de 0,1%.

- Calcul la profondeur critique:

L'écoulement n'étant pas uniforme aussi on détermine la profondeur critique h_c celle qui se forme sur le seuil critique pour un canal de forme rectangulaire :

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}} \dots\dots\dots \text{VI- 11}$$

Avec :

Q: débit à évacuer (Q= 76.6m³/s).

b: largeur du canal (b=20m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

A.N : **h_c=1.2m**

- **Calcul la hauteur normale:**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule deChézy.

$$Q = K.S. R^{2/3} .I^{1/2} \dots\dots\dots VI- 12$$

Avec :

Q : le débit à évacuer en m³/s ;

S : section du chenal S= b.y_n

I : pente du chenal I=0,1 %.

K : coefficient de Manning-Strickler (K=1/n=71.43);

Tel que n : coefficient de rugosité n=0,014 (revêtement en béton).

R : rayon hydraulique R=S/P.

h_n= 1.45m

- **La pente critique:**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h = h_{cr})

$$I_c = \left[\frac{Q(b+2h_c)^{2/3}}{k(b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots VI- 13$$

Avec:

I:la pente critiqueen(m/m).

S: section critique(m²)

P_c : périmètre critique (m)

K: coefficient de coefficient de Manning –Strickler

A.N :

I_{cr} =0.21%

Conclusion :

$$I_c = 0.21 \% > 0.1\% \quad \text{et} \quad h_c = 1.2 \text{ m} < 1.45 \text{ m}$$

$I < I_c$ et $h_n > h_c$ les deux conditions sont vérifiées donc le régime devient fluvial donc pas de formation de ressaut hydraulique.

d) Calcul du convergent :

Le convergent est 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 celle du coursier dans sa partie terminale. 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 déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots \text{VI- 14}$$

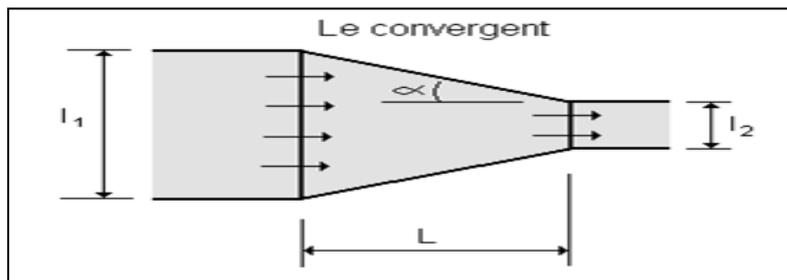


Figure VI.3. Schéma d'un convergent de l'évacuateur

l_1 : Largeur au plafond du biefamont

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle

A.N: $L = 2.5 (14 - 6) = 20\text{m}$

e) Le coursier :

La localisation de la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement recommandé que le passage du chenal au coursier se fasse avec une rupture de pente afin d'assurer la possibilité de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

- **Largueur du coursier:**

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergent.

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots \text{VI- 15}$$

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

- **La profondeur critique :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle.

Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique ($h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}}$), on

aura : $h_c=2.55\text{m}$

- **La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_c$).

$$I_c = \left[\frac{Q(b+2y_c)^{\frac{2}{3}}}{k(b \times y_c)^{\frac{5}{3}}} \right]^2 \dots\dots\dots \text{VI- 16}$$

Avec :

I_c : la pente critique en m/m ;

Q: le débit à évacuer en m³/s ;

b : la largeur du chenal d'écoulement (b=6m) ;

y_c : la profondeur critique en m;

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71.43).

A.N : $I_c=0.33\%$

- **Calcul de la profondeur normale:**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (de Manning)

$$Q = K.S. R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots VI- 17$$

Avec :

Q: le débit à évacuer en m³/s ;

S : section du chenal $S= b.y_n$

I : pente du chenal I=21.9 %.

K :coefficient de Manning-Strickler ($K=1/n=71.43$);

Tel que n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

R : rayon hydraulique $R=S/P$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura une équation qu'on la résout avec la méthode itérative.

A.N : **$y_n=0.64m$**

Conclusion :

$$I = 21.9\% > I_{cr} = 0,33\% \quad \text{et} \quad h_n = 0.64 \text{ m} < h_{cr} = 2.55\text{m}.$$

Les deux conditions sont vérifiées alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL 21 »
Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul

Tableau VI. 3 : Données de calcul

Q m³/s	Strickler	I (m/m)	yn	yc	Lbief (m)
76.6	71.43	0,219	0.64	2.55	61.8

Tableau VI.4 : Calcul de la ligne d'eau

Section	Pas(m)	X(m)	Y (m)	Froude	H_s (m)	J (mm/m)
amont	0	0.00	2.50	1.031	3.829	0.034
1	20	4.42	1.831	1.973	4.380	0.0118
2	40	8.83	1.622	2.45	5.247	0.0170
3	60	13.25	1.389	2.77	6.182	0.022
4	80	17.66	1.202	2.93	6.581	0.0275
5	100	22.05	1.195	3.31	7.433	0.0328
6	120	30.91	1.076	3.653	8.253	0.0382
7	140	35.33	1.045	3.970	8.650	0.0435
8	160	39.74	0.993	4.126	9.410	0.0489
9	180	44.16	0.950	4.26	10.15	0.0542
10	200	48.58	0.931	4.402	10.57	0.0594
11	220	52.99	0.914	4.778	11.19	0.0646
12	240	57.41	0.898	4.908	11.524	0.0746
aval	260	61.82	0.884	5.023	12.06	0.0794

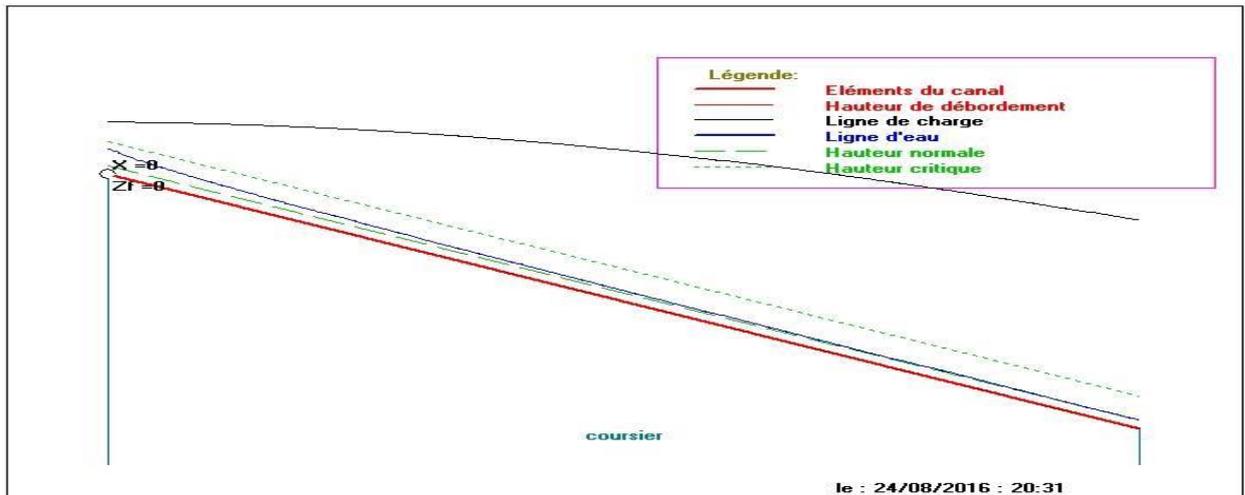


Figure VI- 4: Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $Y = 0,884\text{m}$.

La vitesse au fin coursier est: $V = 14.74\text{m/s}$

$Fr = 5.023$

f) 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.

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) .

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ 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).

Pour notre cas :

$Fr = 5.023$ donc $4.5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

Il y aura formation d'un ressaut stable donc on doit projeter un bassin de dissipation type II .

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.

Détermination des caractéristiques du bassin:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8F_{R1}^2 + 1} - 1 \right)$$

Avec : VI- 18

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Donc :

$y_2 = 5.55\text{m}$
--

-Longueur du bassin:

On a: del'abaque $L/Y_2 = 2.4$

➤ **Donc : $L = 13.32\text{m}$.**

On prend :

$L_{\text{bassin}} = 13.32\text{m}$

-Dimensionnement des blocsChicanes

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0.884\text{m}$

- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.884\text{m}$

- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.884\text{m}$

- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0.2 Y_1 = 0.176\text{m}$

- La largeur d'une dent : $l_2 = 0.75 h_2 = 0.132\text{m}$

- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15h_2 = 0.026\text{m}$

g) Canal de restitution:

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après ladissipation de son énergie la forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1.

-La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots VI- 19$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$. [m = 1].

Donc : **hcr = 2.2 m**

-Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots VI- 20$$

Avec :

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ donc : $S = 18.04m^2$

$P = b + h \cdot \sqrt{1 + m^2}$ donc : $P = 9.11m$

$R_{cr} = S_{cr} / p_{cr}$ donc : $R_{cr} = 1.97m$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ donc : $C_{cr} = 56.65$

A.N : $I_{cr} = 0.30\%$.

-La profondeur normale:

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$Q = S C \sqrt{RI} \dots\dots\dots VI- 21$

Après approximation successive on trouve que **h_n = 2.8 m**

-Calcul de la vitesse de l'écoulement :

$$V = \frac{Q}{S} = C \sqrt{RI} \dots\dots\dots VI- 22$$

V=2.9m/s

comme $h > h_{cr}$ et $I < I_{cr}$ donc l'écoulement est fluvial avec une vitesse $V < V_{adm}$

VI.3.5) Hauteurs des murs bajoyers :**-Le chenal d'écoulement:**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($Nc r=732.5m$) qui correspond à une hauteur de **2.7 m** .

-Lecoursier:**1. Au début ducoursier**

$$h_m = h_e + R$$

Ou:

h_m : hauteur du mur bajoyer;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1.5$ m ;

R : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots\dots\dots VI- 23$$

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle :

$$V = \frac{Q}{(h*b)} \dots\dots\dots VI- 24$$

$$V = 2.55m/s$$

$$\text{On a donc } R = 0.80 \quad \text{donc} \quad h_m = 2.3m$$

2. A la fin ducoursier

$$V = 4.40 \text{ m/s} \quad \text{donc} \quad R = 0.82$$

$$h_m = 0.87 + 0.82 = 1.69m \quad \quad \quad h_m = 1.69m$$

-Le canal de restitution:

$h_e = 1.7$ m on aura $V = 4.55$ m/s, $R = 0,82$ m

$$\text{Donc:} \quad \quad \quad h_m = 2.52m$$

VI.3.6) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :**-Vagues roulantes:**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu, aussi bien, dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent, généralement, lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\text{Et} \quad \begin{array}{l} b/h < (10 \div 12) \dots\dots\dots \text{VI- 25} \\ Fr^2 < 40 \end{array}$$

Avec:

b : Largeur du coursier

F_r : Nombre de Froude

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$\text{AN:} \quad \frac{b}{h} = 6.9 < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 25.23 < 40$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'y a un risque d'apparition de vague roulante.

Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, où la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance (D) de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que (D), croît avec le débit spécifique (q) pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données. La position de D peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f \left(\left(\frac{q}{\sqrt{g \times n^3}} \right), i \right) \dots\dots\dots \text{VI- 26}$$

AN :

pour $f(71942 ; 0.0015)$ $D =$

Comme $D > L$ coursier Il n y aura pas un entrainement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

Comment remédier ces phénomènes hydrauliques

Pour luter contre le phénomène des vagues roulantes on utilise différentes méthodes, La prévention a l'aide des dispositifs spéciaux dans le coursier d'où on projette :

- ✓ Des coursiers convergents en plan ;
- ✓ Des rugosités artificielles ;
- ✓ Des coursiers à veine séparée ;
- ✓ Et des coursier a profil transversaux sans vague.

INTRODUCTION :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du notre barrage tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII-1) ORGANISATION TECHNIQUE DE PREPARATION :

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) TYPE DE CHANTIER :

Selon les installations d'accueil il existe 3 types de chantier présent dans le tableau suivant:

Tableau VII. 1 : Types de chantier

Type de chantier	Remarques
chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleur
chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

VII -3) LES INTERVENANTS SUR CHANTIER :

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- ✓ **Le maître del'ouvrage**
- ✓ **Le maîtred'œuvre**
- ✓ **L'entrepreneur**

Donc il y a un lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure suivante:

VII -4) TRAVAUX PREPARATOIRE ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes

- ✓ Installations destinées au personnel;
- ✓ Installations destinées au stockage des matériaux;
- ✓ Installations destinées à la réparation des engins;
- ✓ Installation destinée pour la préfabrication;

VII-5) ORDRE D'EXECUTION 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 -6) LES MOYENS DE CHANTIER :

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 ...).

- a. Le bulldozer.
- b. La pelle mécanique.
- c. Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- d. La décapeuse.
- e. Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- f. Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pieds dameurs.
- g. Les camions dumpers.
- h. Les citernes d'eau et de fuel.
- i. Les brises roches et compresseurs.
- j. 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.

❖ En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont:

- La décapeuse automotrice (Motors scraper);
- La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

-

c) **Le matériel debétonnage :**

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

VII-7) L'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE:

-Étapes de réalisation de la vidange de fond :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage, soudure).
- Réalisation du remblai deverse en argile
- Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

-Étapes de réalisation de l'évacuateur de crue :

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

-Réalisation de la digue travaux préparatoires :

- Installation du chantier, (parc pour matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers).
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes).
- Préparation des zones d'emprunts.

-Préparation de la fondation pour la réalisation de la digue :

- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

- Mise en place de la tranchée d'étanchéité (parafouille)
- Exécution du remblai (extraction, transport, épandage et compactage des matériaux)
- Mise en place de la draine

Protection des talus :

- Talus Amont : Enrochement, gravier, sable
- Talus Aval: Couche végétale
- Travaux de finition, aménagement et revêtement de la crête routée d'accès.

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.

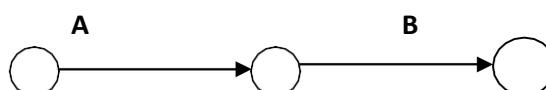
VII-8.2.1) Méthodes basées sur le réseau :

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 :

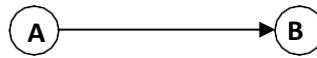
➤ **Réseau à flèches**

: L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII-8.3) 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 à chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).

VII-8.4) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique):

- **Les paramètres de la méthode:**

Les paramètres indispensables dans 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

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCP : Date de commencement au plus tard

Et

$$\{ \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR}$$

$$\{ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR}$$

➤ **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 :

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{c.c.}} = \text{D.T.Pcc} \end{array} \right.$$

VII-8.5) 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:

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q. N}}{\mathbf{n}}$$

Avec :

Q= Quantité de travail ;

N= Rendement ;

n =Nombre d'équipes.

Tableau VII-02: Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement d'axe routier assurant l'accès au chantier);	A	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;	B	2
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;	C	1
Excavations de l'évacuateur de crues;	D	1
Préparation des zones d'emprunt;	E	2
Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues;	F	2
Déboisement de la cuvette;	G	3
Remblai de la tranchée d'ancrage et des fondations;	H	1
Approvisionnement du filtre;	I	2
Mise en place d'un système de drainage;	J	1
Remblai;	K	4
Revêtements de talus ;	L	3
Équipements hydrauliques;	M	1
Travaux de finitions;	N	2

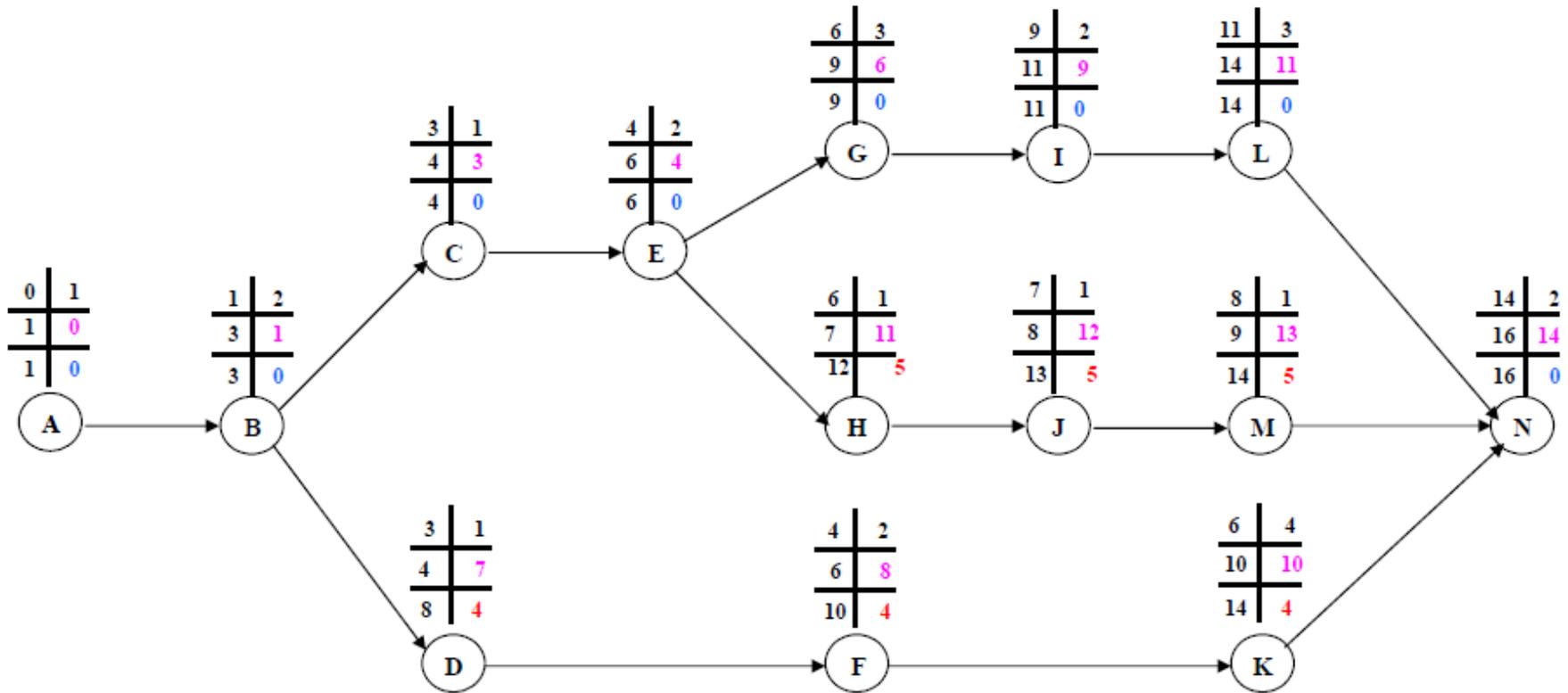


Figure VII-1 : Réseau à nœuds.

➤ **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 :

Tableau VII .3 : Planning de travaux

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	1	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	1	1	5
I	2	9	1	9	1	0
J	1	7	8	1	1	5
K	4	6	1	1	1	4
L	3	1	1	1	1	0
M	1	8	9	1	1	5
N	2	1	1	1	1	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued ABRIR est égal à 16 mois.

Tableau VII-4: Programme de travaux pour la réalisation de la retenue collinaire de l'oued ABRIR

Phase de réalisation	Mois01	Mois02	Mois03	Mois04	Mois05	Mois06	Mois07	Mois08	Mois09	Mois10	Mois11	Mois12	Mois13	Mois14	Mois15	Mois16
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au	1															
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;		2														
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;				1												
Excavations de l'évacuateur de				1												
Préparation des zones d'emprunt;					2											
Réalisation (coffrage + coulage)					2											
Déboisement de la cuvette ;							3									
Remblai de la tranchée d'ancrage							1									
Approvisionnement du filtre ;										2						
Mise en place un système de								1								
Remblai compacté;						4										
Revêtements de talus;											3					
Equipements hydraulique ;								1								
Travaux des finitions;															2	

VII-9) ESTIMATION DU COUT DE PROJET :

Tableau VII. 5 : Récapitulatif du coût des travaux

Digue			
Travaux	Prix(u) (DA)	Quantité (m3)	Total (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	180	5350	963000.00
Remblai	190	82000	15580000.00
Enrochements (RIP-RAP)	4000	2200	8800000.00
Graviers	3000	2050	6150000.00
Drain et filtre	3000	2500	7500000.00
Total			47660000
Evacuateur de crue			
Décapage de la terre végétale	300	200	60000
Déblai	400	1000	380000
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m³	4000	100	400000
Confection du béton armé dosé à 350kg/m³	42000	350	14700000
Fourniture et pose d'enrochement en pierre dures de diamètre 300/500mm	1200	850	940000
Remblaiement autour de murs bajoyers y compris compactage	100	100	10000
Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique	100	600	60000
Water stop , injection au mortier bitumineux	2000	510(ml)	1020000

Total		17570000	
Galerie de dérivation, vidange du fond et prise d'eau			
Déblai	400	200	80000
Remblai	1500	100	150000
Béton armé 350 kg/m³	42000	190	4370000
Béton de propreté 150 kg/m³	4000	55	220000
Conduite métallique Ø 400	6000	100	60000
Conduite métallique Ø200	4000	100	40000
Vannes Ø400	60000	1 (U)	60000
Vannes Ø 200	40000	1(U)	40000
Total		5020000	

L'estimation totale de l'aménagement s'élève à la somme de : **73 880 000,00DA**.

CONCLUSION

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur l'oued ABRIR est estimé à 16 mois.

INTRODUCTION :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier .

VIII-1) CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines : Ces causes sont:

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- L'inaptitude mentale ou physique.
- L'adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques : Ces causes sont:

- Les mauvaises conditions de travail.
- L'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII-2) CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER :

- Installation non protégée ou maleprotégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII-3) ACTIONS DANGEREUSES :

- intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté

VIII-4) MESURES PREVENTIVES :

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII-5) PRINCIPALES FONCTIONS DU SERVICE DE SECURITE :**a) Etudes:**

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique: élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII-6) PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Objectifsvisés	Mesuresappropriées à envisager
Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à
	une distance suffisante les uns des autres.

CONCLUSION :

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, Lunette....)

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent Fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Donc tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers ce mémoire de fin d'études, nous avons étudié tous les paramètres qui nous ont permis de prendre une décision sur la faisabilité du projet de la retenue collinaire sur oued ABRIR.

Ainsi, nous résumons ci-dessous les différents résultats obtenus :

- La retenue de OUED ABRIR est située à une dizaine de kilomètres au nord de la ville de CHLEF, occupant le versant occidentale du massif de DAHRA ; elle s'étend sur la rive droite de l'oued Chélif. Elle est limitée au nord par la mer méditerranéenne, à l'ouest par le plateau de Hachacha, au sud par l'oued de Chélif et à l'Est par Marsa.

- La zone d'étude est caractérisée par une insuffisance des apports liquides nécessaires pour le remplissage de la retenue.

- L'implantation du site reste le meilleur endroit pour cet ouvrage. L'eau stockée sera exploitée gravitairement par les terres agricoles.

- Le choix de la variante a été fait en fonction des sols avoisinant et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et vu sa simplicité de la réalisation.

- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.

- Pour les ouvrages annexes, l'implantation de l'évacuateur de type latérale a entonnement frontale au niveau de la rive gauche de la digue.

- Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort

- La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 400mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation de la retenue.

Références Bibliographique :

Références bibliographiques

- [1] : **TOUAIBIA B.**
(*Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année*).
- [2] : *Technique des barrages en aménagement rural – Edition Eyrolles Paris 1997*
- [3] : **TOUAIBIA.B et BENLAOUKLI.B**
(*introduction au dimensionnement des retenues collinaires .ENSH Blida .Avril 2004*)
- [4] : **MIHOUBI M K.**
(*Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} Année ENSH- 2014*).
- [5] : **HASSANE M.**
(*Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2015*).
- [6] : **HASSANE.M.**
(*Ouvrage hydrotechnique : ouvrages annexes 5^{ème} Année (ENSH- 2016)*).
- [7] : **BENLAOUKLI.B**
(*Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année-2015*).
- [8] : **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**
(*Techniques des barrages en aménagement rural -1974*).
- [9] : *Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages .ANBT*
- [10] : **VOLKOV.V**
(*Guide de la thèse de fin d'études -1986*).
- [11] : **CIGB**
(*Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994*)

ANNEXE

Tableau III : Pluies de courtes durées et leur intensité

periode	10000		1000		100		50		20		10	
Fréquence	0,9999		0,999		0,99		0,98		0,95		0,9	
t (h)	Pct(mm)	It(mm/h)										
0,5	87,71	175,41	68,72	137,45	51,10	102,20	45,98	91,96	39,22	78,44	34,05	68,11
0,99	115,27	116,43	90,32	91,23	67,16	67,84	60,43	61,04	51,54	52,06	44,75	45,21
1	115,73	115,73	90,68	90,68	67,43	67,43	60,67	60,67	51,75	51,75	44,93	44,93
2	152,71	76,35	119,66	59,83	88,97	44,49	80,05	40,03	68,28	34,14	59,29	29,65
3	179,59	59,86	140,72	46,91	104,64	34,88	94,15	31,38	80,31	26,77	69,73	23,24
4	201,50	50,37	157,89	39,47	117,40	29,35	105,63	26,41	90,10	22,53	78,24	19,56
8	265,88	33,23	208,33	26,04	154,91	19,36	139,38	17,42	118,89	14,86	103,23	12,90
12	312,69	26,06	245,02	20,42	182,19	15,18	163,92	13,66	139,82	11,65	121,41	10,12
16	350,83	21,93	274,90	17,18	204,41	12,78	183,92	11,49	156,88	9,80	136,22	8,51
20	383,58	19,18	300,56	15,03	223,49	11,17	201,09	10,05	171,52	8,58	148,93	7,45
24	412,60	17,19	323,30	13,47	240,40	10,02	216,30	9,01	184,50	7,69	160,20	6,68

ANNEXE

Tableau III : résultats de Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b :

Hd (m)	PHE	V phe(m3)	Vf (m3)	qmax	q laminé													
					b (m)													
					4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	28	30	
0	729,8	166000	0	84,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	729,9	168653	2653	84,19	0,27	0,41	0,55	0,69	0,82	0,96	1,10	1,24	1,37	1,51	1,65	1,92	2,06	
0,2	730,1	174014	5361	83,82	0,78	1,16	1,55	1,94	2,33	2,72	3,11	3,49	3,88	4,27	4,66	5,44	5,82	
0,3	730,4	182138	8124	83,43	1,43	2,14	2,85	3,57	4,28	4,99	5,71	6,42	7,13	7,85	8,56	9,99	10,70	
0,4	730,8	193081	10943	83,04	2,20	3,29	4,39	5,49	6,59	7,69	8,79	9,88	10,98	12,08	13,18	15,37	16,47	
0,5	731,3	206900	13819	82,64	3,07	4,60	6,14	7,67	9,21	10,74	12,28	13,81	15,35	16,88	18,42	21,49	23,02	
0,6	731,9	223653	16753	82,24	4,03	6,05	8,07	10,09	12,10	14,12	16,14	18,16	20,17	22,19	24,21	28,24	30,26	
0,7	732,6	243396	19743	81,82	5,08	7,63	10,17	12,71	15,25	17,80	20,34	22,88	25,42	27,97	30,51	35,59	38,13	
0,8	733,4	266188	22792	81,40	6,21	9,32	12,42	15,53	18,64	21,74	24,85	27,95	31,06	34,17	37,27	43,48	46,59	
0,9	734,3	292086	25898	80,97	7,41	11,12	14,83	18,53	22,24	25,94	29,65	33,36	37,06	40,77	44,48	51,89	55,59	
1	735,3	321147	29061	80,53	8,68	13,02	17,36	21,70	26,05	30,39	34,73	39,07	43,41	47,75	52,09	60,77	65,11	
1,1	736,4	353427	32280	80,09	10,02	15,02	20,03	25,04	30,05	35,06	40,06	45,07	50,08	55,09	60,10	70,11	75,12	
1,2	737,6	388984	35557	79,63	11,41	17,12	22,82	28,53	34,24	39,94	45,65	51,36	57,06	62,77	68,47	79,89	85,59	
1,3	738,9	427877	38893	79,17	12,87	19,30	25,74	32,17	38,60	45,04	51,47	57,91	64,34	70,78	77,21	90,08	96,51	
1,4	740,3	470167	42290	78,70	14,38	21,57	28,76	35,95	43,14	50,33	57,53	64,72	71,91	79,10	86,29	100,67	107,86	
1,5	741,8	515915	45748	78,22	15,95	23,92	31,90	39,87	47,85	55,82	63,80	71,77	79,75	87,72	95,70	111,65	119,62	
1,6	743,4	565184	49269	77,73	17,57	26,36	35,14	43,93	52,71	61,50	70,28	79,07	87,85	96,64	105,42	122,99	131,78	

ANNEXE

1,7	745,1	618038	52854	77,23	19,24	28,86	38,49	48,11	57,73	67,35	76,97	86,59	96,22	105,84	115,46	134,70	144,32
1,8	746,9	674544	56506	76,73	20,97	31,45	41,93	52,41	62,90	73,38	83,86	94,35	104,83	115,31	125,80	146,76	157,24
1,9	748,8	734768	60224	76,21	22,74	34,11	45,47	56,84	68,21	79,58	90,95	102,32	113,69	125,05	136,42	159,16	170,53
2	750,8	798779	64011	75,69	24,56	36,83	49,11	61,39	73,67	85,94	98,22	110,50	122,78	135,06	147,33	171,89	184,17
2,1	752,9	866646	67867	75,15	26,42	39,63	52,84	66,05	79,26	92,47	105,68	118,89	132,10	145,31	158,52	184,94	198,15
2,2	755,1	938440	71794	74,61	28,33	42,49	56,66	70,82	84,99	99,15	113,32	127,48	141,65	155,81	169,98	198,31	212,47
2,3	757,4	1014232	75792	74,05	30,28	45,42	60,57	75,71	90,85	105,99	121,13	136,27	151,41	166,56	181,70	211,98	227,12
2,4	759,8	1094095	79863	73,49	32,28	48,42	64,56	80,70	96,84	112,98	129,12	145,26	161,40	177,54	193,68	225,95	242,09
2,5	762,3	1178103	84008	72,91	34,32	51,48	68,63	85,79	102,95	120,11	137,27	154,43	171,59	188,75	205,90	240,22	257,38
2,6	764,9	1266329	88226	72,33	36,40	54,60	72,79	90,99	109,19	127,39	145,59	163,79	181,99	200,18	218,38	254,78	272,98
2,7	767,6	1358848	92519	71,73	38,52	57,78	77,03	96,29	115,55	134,81	154,07	173,33	192,58	211,84	231,10	269,62	288,88
2,8	770,4	1455735	96887	71,13	40,68	61,01	81,35	101,69	122,03	142,37	162,71	183,04	203,38	223,72	244,06	284,73	305,07
2,9	773,3	1557064	101329	70,51	42,87	64,31	85,75	107,19	128,62	150,06	171,50	192,94	214,37	235,81	257,25	300,12	321,56
3	776,3	1662909	105845	69,89	45,11	67,67	90,22	112,78	135,33	157,89	180,45	203,00	225,56	248,11	270,67	315,78	338,34

ANNEXE

Tableau V.9: Résultats de calculs de stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=17.43m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,74	1,7	0	0	-0,3	0,954	4,523	-1,357	4,315	1,827	2,777	0,57	2,459	17,230	7,793
-2	1,74	2,5	0	0	-0,2	0,980	6,641	-1,328	6,507	1,779	2,704	0,57	3,709	16,970	11,269
-1	1,74	3,9	0	0	-0,1	0,995	10,301	-1,030	10,249	1,752	2,663	0,57	5,842	16,860	17,368
0	1,74	4,4	0	0	0	1,000	11,582	0,000	11,582	1,743	2,649	0,57	6,602	16,690	19,331
1	1,74	4,8	0	0	0,1	0,995	12,602	1,260	12,539	1,752	2,663	0,57	7,147	16,270	20,503
2	1,74	5	0	0	0,2	0,980	13,151	2,630	12,885	1,779	2,704	0,57	7,345	16,090	21,160
3	1,74	5,1	0	0	0,3	0,954	13,256	3,977	12,645	1,827	2,777	0,57	7,208	16,720	22,163
4	1,74	5	0	0	0,4	0,917	13,020	5,208	11,933	1,902	2,891	0,57	6,802	15,900	20,702
5	1,74	5	0	0	0,5	0,866	12,942	6,471	11,208	2,013	3,059	0,57	6,389	14,720	19,050
6	1,74	4,7	0	0	0,6	0,800	12,210	7,326	9,768	2,179	3,312	0,57	5,568	13,730	16,764
7	1,74	3,6	0	0	0,7	0,714	9,464	6,625	6,759	2,441	3,710	0,57	3,853	13,050	12,351
8	1,74	1,9	0	0	0,8	0,600	4,968	3,974	2,981	2,905	4,416	0,57	1,699	11,010	5,469
								33,756			36,324		64,621		193,924

$$K_{ss} = 2.02$$

$$K_{as} = 1.52$$

ANNEXE

Tableau V.10: Résultats de calculs de stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=21.37m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	2,14	2,5	0	0	-0,30	0,954	8,014	-2,404	7,645	2,240	3,405	0,570	4,357	19,510	15,635
-2	2,14	3,4	0	0	-0,20	0,980	11,027	-2,205	10,804	2,181	3,315	0,570	6,158	19,720	21,745
-1	2,14	4,2	0	0	-0,10	0,995	13,463	-1,346	13,396	2,148	3,265	0,570	7,636	19,100	25,715
0	2,14	4,8	0	0	0,00	1,000	15,386	0,000	15,386	2,137	3,248	0,570	8,770	18,600	28,619
1	2,14	5,2	0	0	0,10	0,995	16,797	1,680	16,713	2,148	3,265	0,570	9,526	18,320	30,772
2	2,14	5,5	0	0	0,20	0,980	17,630	3,526	17,274	2,181	3,315	0,570	9,846	17,490	30,835
3	2,14	5,5	0	0	0,30	0,954	17,502	5,251	16,696	2,240	3,405	0,570	9,517	16,500	28,878
4	2,14	5,5	0	0	0,40	0,917	17,470	6,988	16,011	2,332	3,544	0,570	9,127	15,970	27,900
5	2,14	5,1	0	0	0,50	0,866	16,220	8,110	14,047	2,468	3,751	0,570	8,007	15,060	24,427
6	2,14	4,5	0	0	0,60	0,800	14,264	8,559	11,412	2,671	4,060	0,570	6,505	14,850	21,183
7	2,14	3,4	0	0	0,70	0,714	10,963	7,674	7,829	2,992	4,548	0,570	4,463	13,250	14,526
8	2,14	1,8	0	0	0,80	0,600	5,770	4,616	3,462	3,562	5,414	0,570	1,973	11,010	6,353

$$K_{ss} = 1,98$$

$$K_{as} = 2.87$$

ANNEXE

Tableau V.11 : Résultats de calculs de stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=32.88m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn
-5	3,29	0,6	0	1,1	-0,5	0,866	8,710	-4,355	7,543	3,797	5,771	0,57	4,300	21,200	18,465
-4	3,29	1,2	0	1,75	-0,4	0,917	15,560	-6,224	14,261	3,588	5,453	0,57	8,129	20,680	32,179
-3	3,29	1,5	0	2,01	-0,3	0,954	18,500	-5,550	17,648	3,447	5,239	0,57	10,059	20,500	37,925
-2	3,29	1,7	0	2,53	-0,2	0,980	21,992	-4,398	21,547	3,356	5,101	0,57	12,282	20,180	44,379
-1	3,29	2,6	0	2,46	-0,1	0,995	26,238	-2,624	26,107	3,305	5,023	0,57	14,881	19,700	51,689
0	3,29	3,4	0	2,03	0	1,000	27,678	0,000	27,678	3,288	4,998	0,57	15,777	19,310	53,447
1	3,29	4	0	1,63	0,1	0,995	28,443	2,844	28,300	3,305	5,023	0,57	16,131	19,045	54,169
2	3,29	4,4	0	1,48	0,2	0,980	29,710	5,942	29,110	3,356	5,101	0,57	16,593	18,483	54,914
3	3,29	4,6	0	0,63	0,3	0,954	26,283	7,885	25,072	3,447	5,239	0,57	14,291	18,805	49,424
4	3,29	4,7	0	0	0,4	0,917	23,082	9,233	21,155	3,588	5,453	0,57	12,058	18,885	43,590
5	3,29	4,5	0	0	0,5	0,866	22,204	11,102	19,229	3,797	5,771	0,57	10,961	18,050	40,078
6	3,29	4,1	0	0	0,6	0,800	20,019	12,011	16,015	4,110	6,247	0,57	9,129	18,424	36,883
7	3,29	3,3	0	0	0,7	0,714	16,177	11,324	11,553	4,604	6,998	0,57	6,585	18,054	29,206
8	3,29	2	0	0	0,8	0,600	9,958	7,966	5,975	5,480	8,330	0,57	3,406	18,414	18,336
9	3,29	0,7	0	0	0,9	0,436	3,679	3,311	1,604	7,543	11,466	0,57	0,914	19,187	7,059

$$K_{ss} = 2.7$$

$$K_{as} = 2.12$$

ANNEXE

Tableau V.12 : Résultats de calculs de stabilité pour le cas du fonctionnement normale talus aval (R=17.37)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	1,7	1,73	0	0	-0,25	0,97	4,52	-1,13	4,38	1,80	2,74	0,57	2,50	0	0	0,000	17,230	7,79
-2	1,7	2,54	0	0	-0,167	0,99	6,64	-1,11	6,55	1,77	2,69	0,57	3,73	0	0	0,000	16,970	11,27
-1	1,7	3,94	0	0	-0,083	1,00	10,30	-0,86	10,27	1,75	2,66	0,57	5,85	0	0	0,000	16,860	17,37
0	1,7	4,43	0	0	0	1,00	11,58	0,00	11,58	1,74	2,65	0,57	6,60	0	0	0,000	16,690	19,33
1	1,7	4,82	0	0	0,083	1,00	12,60	1,05	12,56	1,75	2,66	0,57	7,16	0	0	0,000	16,270	20,50
2	1,7	5,03	0	0	0,167	0,99	13,15	2,19	12,97	1,77	2,69	0,57	7,39	0	0	0,000	16,090	21,16
3	1,7	5,07	0	0	0,25	0,97	13,26	3,31	12,83	1,80	2,74	0,57	7,32	0	0	0,000	16,720	22,16
4	1,7	4,98	0	0	0,333	0,94	13,02	4,34	12,28	1,85	2,81	0,57	7,00	0	0	0,000	15,900	20,70
5	1,7	4,95	0	0	0,417	0,91	12,94	5,39	11,76	1,92	2,91	0,57	6,71	0	0	0,000	14,720	19,05
6	1,7	4,67	0	0	0,5	0,87	12,21	6,10	10,57	2,01	3,06	0,57	6,03	0	0	0,000	13,730	16,76
7	1,7	3,62	0	0	0,583	0,81	9,46	5,52	7,69	2,15	3,26	0,57	4,38	0	0	0,000	13,050	12,35
8	1,7	1,9	0	0	0,667	0,75	4,97	3,31	3,70	2,34	3,55	0,57	2,11	0	0	0,000	11,010	5,47

$$K_{ss} = 2.62$$

$$K_{as} = 3.65$$

ANNEXE

Tableau V.13 : Résultats de calculs de stabilité pour le cas du fonctionnement normale talus aval (R=21.73m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tango	N*tango	Ui	Ui*dli	Ui*tango	dn	a*Gn*dn
-4	2,1	2,5	0	0	-0,40	0,917	8,014	-3,206	7,345	2,332	3,544	0,57	4,186	0	0	0	15,900	12,742
-3	2,1	3,44	0	0	-0,30	0,954	11,027	-3,308	10,519	2,240	3,405	0,57	5,996	0	0	0	15,900	17,533
-2	2,1	4,2	0	0	-0,20	0,980	13,463	-2,693	13,191	2,181	3,315	0,57	7,519	0	0	0	15,340	20,652
-1	2,1	4,8	0	0	-0,10	0,995	15,386	-1,539	15,309	2,148	3,265	0,57	8,726	0	0	0	14,850	22,849
0	2,1	5,24	0	0	0,00	1,000	16,797	0,000	16,797	2,137	3,248	0,57	9,574	0	0	0	14,440	24,255
1	2,1	5,5	0	0	0,10	0,995	17,630	1,763	17,542	2,148	3,265	0,57	9,999	0	0	0	14,140	24,929
2	2,1	5,46	0	0	0,20	0,980	17,502	3,500	17,148	2,181	3,315	0,57	9,775	0	0	0	13,960	24,433
3	2,1	5,45	0	0	0,30	0,954	17,470	5,241	16,665	2,240	3,405	0,57	9,499	0	0	0	13,900	24,283
4	2,1	5,06	0	0	0,40	0,917	16,220	6,488	14,866	2,332	3,544	0,57	8,473	0	0	0	13,960	22,643
5	2,1	4,45	0	0	0,50	0,866	14,264	7,132	12,353	2,468	3,751	0,57	7,041	0	0	0	14,160	20,198
6	2,1	3,42	0	0	0,60	0,800	10,963	6,578	8,770	2,671	4,060	0,57	4,999	0	0	0	14,480	15,874
7	2,1	1,8	0	0	0,70	0,714	5,770	4,039	4,121	2,992	4,548	0,57	2,349	0	0	0	14,980	8,643
8	2,1	3,42	0	0	0,80	0,600	10,963	8,770	6,578	3,562	5,414	0,57	3,749	0	0	0	15,460	16,949
9	2,1	2,57	0	0	0,90	0,436	8,238	7,414	3,591	4,903	7,452	0,57	2,047	0	0	0	16,540	13,626

$K_{ss} = 2.83$

$K_{as} = 3.72$

ANNEXE

Tableau V.14: Résultats de calculs de stabilité pour le cas du fonctionnement normale talus aval (R=32.88m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tango	N*tango	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tango	dn	a*Gn*dn
-4	3,3	1	0	1,5	-0,4	0,917	13,159	-5,263	12,060	3,588	5,453	0,570	6,874	1	5	0,844	25,830	33,989
-3	3,3	2	0	2,2	-0,3	0,954	21,790	-6,537	20,786	3,447	5,239	0,570	11,848	2	8	1,243	25,050	54,583
-2	3,3	2,9	0	2,3	-0,2	0,980	26,534	-5,307	25,998	3,356	5,101	0,570	14,819	2	8	1,311	24,420	64,796
-1	3,3	3,8	0	2,5	-0,1	1	32,236	-3	32,074	3,305	5,023	0,570	18,282	2	8	1,402	24,130	77,784
0	3,3	4,8	0	2	0,0	1,000	34,785	0,000	34,785	3,288	4,998	0,570	19,828	2	7	1,157	23,910	83,172
1	3,3	5,9	0	1,6	0,1	0,995	38,139	3,814	37,948	3,305	5,023	0,570	21,630	2	5	0,929	23,600	90,008
2	3,3	6,9	0	1,5	0,2	0,980	42,159	8,432	41,307	3,356	5,101	0,570	23,545	1	5	0,844	23,470	98,947
3	3,3	7,4	0	0,6	0,3	0,954	39,668	11,900	37,841	3,447	5,239	0,570	21,569	1	2	0,359	23,500	93,220
4	3,3	6,8	0	0	0,4	0,917	33,340	13,336	30,557	3,588	5,453	0,570	17,417	0	0	0,000	23,820	79,417
5	3,3	5,7	0	0	0,5	0,866	28,162	14,081	24,389	3,797	5,771	0,570	13,902	0,000	0,000	0,000	24,290	68,405

$$K_{ss} = 2.97$$

$$K_{as} = 1.83$$

ANNEXE

TableauV.15 : Résultats de calculs de stabilité pour le cas de vidange rapide (R=22.24m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,2	0	0,880	0	-0,30	0,954	5,265	-1,579	5,022	2,331	3,544	0,57	2,863	23,950	12,609
-2	2,2	0	2,970	0	-0,20	0,980	17,768	-3,554	17,409	2,270	3,450	0,57	9,923	23,288	41,379
-1	2,2	0	4,640	0	-0,10	0,995	27,759	-2,776	27,620	2,235	3,398	0,57	15,743	22,774	63,219
0	2,2	0	5,910	0	0,00	1,000	35,357	0,000	35,357	2,224	3,380	0,57	20,153	22,427	79,295
1	2,2	0	6,780	0	0,10	0,995	40,562	4,056	40,358	2,235	3,398	0,57	23,004	22,261	90,295
2	2,2	0	7,210	0	0,20	0,980	43,134	8,627	42,263	2,270	3,450	0,57	24,090	22,285	96,125
3	2,2	0	7,240	0	0,30	0,954	43,314	12,994	41,319	2,331	3,544	0,57	23,552	22,503	97,469
4	2,2	1,650	6,760	0	0,40	0,917	45,947	18,379	42,111	2,427	3,688	0,57	24,003	22,911	105,268
5	2,2	3,980	4,070	0	0,50	0,866	37,626	18,813	32,585	2,568	3,903	0,57	18,574	23,499	88,418
6	2,2	1,330	0	0	0,60	0,800	4,437	2,662	3,550	2,780	4,226	0,57	2,023	24,310	10,786

$$K_{ss} = 1.74$$

$$K_{as} = 2.33$$

ANNEXE

Tableau V.16: Résultats de calculs de stabilité pour le cas de vidange rapide (R=28.45m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,845	0,00	2,020	0	-0,40	0,917	15,459	-6,184	14,169	3,104	4,718	0,57	8,076	32,990	51,000
-3	2,845	0,00	4,230	0	-0,30	0,954	32,372	-9,712	30,881	2,982	4,533	0,57	17,602	31,890	103,236
-2	2,845	0,00	6,060	0	-0,20	0,980	46,377	-9,275	45,440	2,904	4,414	0,57	25,901	30,940	143,492
-1	2,845	0,00	7,540	0	-0,10	0,995	57,704	-5,770	57,415	2,859	4,346	0,57	32,726	30,170	174,093
0	2,845	0,00	8,670	0	0,00	1,000	66,352	0,000	66,352	2,845	4,324	0,57	37,821	29,600	196,402
1	2,845	0,00	9,150	0	0,10	0,995	70,025	7,003	69,674	2,859	4,346	0,57	39,714	29,500	206,575
2	2,845	0,00	9,360	0	0,20	0,980	71,633	14,327	70,185	2,904	4,414	0,57	40,006	29,420	210,743
3	2,845	0,00	9,360	0	0,30	0,954	71,633	21,490	68,333	2,982	4,533	0,57	38,950	29,590	211,961
4	2,845	0,00	8,950	0	0,40	0,917	68,495	27,398	62,777	3,104	4,718	0,57	35,783	30,000	205,484
5	2,845	2,19	5,860	0	0,50	0,866	54,193	27,096	46,932	3,285	4,993	0,57	26,751	30,650	166,101
6	2,845	4,21	2,360	0	0,60	0,800	36,027	21,616	28,822	3,556	5,406	0,57	16,428	62,510	225,207
7	2,845	4,29	0,000	0	0,70	0,714	18,308	12,815	13,074	3,984	6,055	0,57	7,452	32,550	59,591
8	2,845	0,77	0	0	0,80	0,600	3,286	2,629	1,972	4,742	7,207	0,57	1,124	21,687	7,126

$K_{ss} = 2.87$

$K_{as} = 3.79$

ANNEXE

Tableau V.17 : Résultats de calculs de stabilité pour le cas de vidange rapide (R=37.37m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn
-4	3,737	0	2,92	0,81	-0,4000	0,9165	34,3479	-13,739	31,480	4,077	6,198	0,57	17,944	17,636	60,576
-3	3,737	0	4,09	1,91	-0,3000	0,9539	52,8920	-15,868	50,456	3,917	5,955	0,57	28,760	17,200	90,974
-2	3,737	0	5,14	2,63	-0,2000	0,9798	67,8867	-13,577	66,515	3,814	5,797	0,57	37,914	16,657	113,079
-1	3,737	0	6,25	2,99	-0,1000	0,9950	81,2648	-8,126	80,857	3,756	5,709	0,57	46,089	16,201	131,657
0	3,737	0	7,36	2,99	0,0000	1	92,4231	0,00	92,423	3,737	5,680	0,57	52,681	15,845	146,444
1	3,737	0	8,48	2,64	0,1000	0,9950	101,5238	10,152	101,015	3,756	5,709	0,57	57,579	15,604	158,418
2	3,737	0	9,59	1,92	0,2000	0,9798	108,2426	21,649	106,056	3,814	5,797	0,57	60,452	15,488	167,646
3	3,737	0	10,7	0,81	0,3000	0,9539	112,5566	33,767	107,372	3,917	5,955	0,57	61,202	15,502	174,485
4	3,737	0	11,08	0	0,4000	0,9165	111,3820	44,553	102,083	4,077	6,198	0,57	58,187	15,649	174,302
5	3,737	1,62	8,53	0	0,5000	0,8660	94,8290	47,414	82,124	4,315	6,559	0,57	46,811	15,926	151,025
6	3,737	3,67	4,95	0	0,6000	0,8000	70,3322	42,199	56,266	4,671	7,100	0,57	32,071	16,328	114,838
7	3,737	5,85	0,42	0	0,7000	0,7141	37,0142	25,910	26,433	5,233	7,954	0,57	15,067	16,840	62,332
8	3,737	2,63	0	0	0,8000	0,6000	14,7425	11,794	8,845	6,228	9,467	0,57	5,042	17,444	25,717

$$K_{ss} = 1.89$$

$$K_{as} = 2.47$$

