

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »**

Département: Génie de l'eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Spécialité : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED KAHOUA
SITE DE KHABOUZIA(W.BOUIRA)**

**Présenté par :
M^r.DJEDDOU NADIR**

**Promotrice:
M^{me}.A . ADDOU**

**Devant le jury composé de :
President: M^r.M.K.MIHOUBI**

**Examineurs : M^r M. BACHIR CHRIF
M^{me}.N. HADJ SADOUK
M^r.A. AMMARI
M^r.M.D.BENSALAH**

OCTOBRE 2011

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail a tous ceux que j'aime mais surtout:

Mes très chers parents qui on toujours été les etoiles de mon ciel et ont illumine mon chemin depuis ma naissance ,je ne les remercierai jamais assez (ma mère fatma et mon père aissaque dieu me les garde).

A mesTmes frères said et kherie

A moncher oncle messoud

Mes cousins ;rafik. salim . adel .mourad . fodil et fateh.

Tous mes amies ; talal. Mourad. Abd elghani .nafaa Ali . Messoud.

.Tout ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin dans ma formation.

Tous mes amies de l'ecole .

Tous mes amies de la cité Soumaa 3.

Tous mes amies de l'ENSH.

nadir

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promotrice M^{me} : **ADDOU ANISA** ainsi que Mr: **M.K.MIHOUBI** pour ces orientations et son compréhension.*

Mes remerciements également à :

Monsieur Ammari.A, Mr M^r.M.D.BENSALAH et M^{me} N.Hadj Sadok et Mr M. BACHIR CHRIF pour leurs encouragements et leurs aides ;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amies qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

DJEDDOU NADIR

بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين.الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد صغير على واد "قهوة" (و. البويرة) من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا و اقتصاديا لسقي ما يقارب 40 هكتار من الأراضي. ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للنماذج لتحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصوره.ثم قمنا بتصوير جسم السد (ارتفاعه 10.75 متر و سعة تقدر ب 0.12مليون متر مكعب) و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ماخذ الماء ومفرغ القعر).ثم أتممنا بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de kahoua(W.BOUIRA) de point de vue géologie, hydrologie, et économie. destiné a l'irrigation de 40 ha.

Donc on a fait comme toute étude de faisabilité fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue (hauteur 10.75m, et une capacité de 0.12 million m³) et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) et on a terminé par l'organisation de chantier .

Summary:

Dams are the big reserves of water wich are used in divers fields. The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of KAHOUA(W.BOUIRA) on point view geology hydrology and economic. for irrigation of a perimeter of 40ha. Like for every similar work we study geology hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we understand a dam and understand state workmanship We terminate by organization of road works.

Sommaire

Introduction générale.....		1
Chapitre I : Etude topographique		
	Introduction	3
I-1	condition de choix du site d'un barrage	3
I-2	fond topographique existant	4
I-3	choix de l'axe du barrage.....	4
I-4	Situation géographique.	4
I-5	Climat	6
	Conclusion	6
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
	Introduction	8
II.1	Morphologie	8
II.2	Cadre géologique régional	9
II.3	Stratigraphie	10
II.3.1	Formations Post-Nappes	11
II.3.2	Séries Allochtones	11
II.3.3	Séries Autochtones	14
II.4	Tectonique.....	15
II.4.1	Allochtone.....	15
II.4.2	Autochtone	16
II.5	Séismicité de la région d'étude	17
II.6	Considérations géotechniques	18
II.6.1	Conditions générales de fondation	19
II.6.2	Matériaux locaux de construction	19
II.6.2.1	Recherche et présentation des zones d'emprunt potentielles	19
II.6.2.2	Enrochements.....	19
II.6.2.3	Alluvions d'Oued	20
II.6.2.4	Matériaux fins argileux	20
II.7	Programme de travaux de reconnaissance.....	20
II.7.1	Travaux de sondages carottés, tranchées et puits	20
II-7-2	Observation	22
II-7-3	Conclusion sur la fondation.....	23
II-8	Essais et analyses de laboratoire.....	23
II-8-1	Identification des roches et paramètres physiques	23
II-8-2	Définition des caractéristiques mécaniques des roches	23
II-8-3	Essais et analyses pour matériaux de construction	23

Chapitre III : Etude hydrologique

	Introduction	30
III.1	III-1- Collecte des données hydrométéorologiques	30
III.2	Caractéristiques morphologiques du bassin versant	30
III.2.1	Paramètres géométriques	32
III.2.2	Paramètres de forme	32
III.2.3	Paramètres du relief	34
III.2.3.1	Courbe hypsométrique	34
III.2.3.2	Altitude moyenne du bassin versant	35
III.2.3.3	Pente moyenne du bassin versant	36
III.2.3.4	Indices de pente	37
III.3	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	38
III.3.1	le réseau hydrographique	38
III.3.2	Temps de concentration	39
III.3.3	Vitesse de ruissellement	40
III.3.4	La densité de drainage	40
III.3.5	Le coefficient de torrencialité	40
III.4	Caractéristiques climatiques	42
III.4.1	Evaporation	42
III.4.2	Température	43
III.4.3	Humidité relative	44
III.4.4	Vitesse de vent	44
III.4.5	Pluviométrie	45
III.4.5.1	Pluie moyenne annuelle	46
III.4.5.2	Analyse statistique des pluies maximales journalières	46
III.4.5.3	Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	54
III.5	Evaluation des apports liquides	56
III.5.1	Apports liquides	56
III.5.1.1	Apports moyens interannuels	57
III.5.2	Caractéristiques de l'écoulement	59
III.5.3	apports solides et l'estimation du volume mort	63
III.6	Etude des crues	65
III.6.1	Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empirique	65
III.6.2	Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski	69
III.6.3	Choix de fréquence de la crue du projet	72
III.7	Régularisation de l'écoulement	75
III.7.1	Répartition des besoins	75
III.7.2	Courbes caractéristiques de la retenue	76
III.7.3	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	77

III.7.4	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	80
III.8	Laminage des crues	83
III.8.1	Estimation du débit de crue laminée	84
III.8.2	Estimation de la charge au dessus du déversoir	84
III.9	Etude d'optimisation	88
III.9.1	Calcul du coût approximatif de la digue	88
III.9.2	calcul de la revanche	89
III.9.3	largeur en crête	90
III.9.4	Calcul du coût.....	91
III.9.4.1	Calcul du coût de la digue	91
III.9.4.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	91
Chapitre IV : Etude Des Variantes		
	Introduction	100
IV-1	Le choix du site de la retenue.....	100
IV-2	Le choix du type de barrage	100
IV-3	Les variantes à choisir.....	101
IV-4	Fixation du choix définitif du type de barrage	102
IV-4-1	Etude comparative	103
IV-4-2	Cote en crête du barrage.....	103
IV-5	Conception de la digue.....	104
IV-5-1	Largeur en crête.....	104
IV-5-2	Longueur en crête.....	104
IV-5-3	Pente des talus.....	104
IV-5-4	volume du corps du barrage.....	105
IV-5-5	variantes de la digue.....	105
IV-5-6	Protection des talus	105
IV-5-7	Protection de la crête	107
IV-5-8	Le noyau pour la deuxième variante.....	107
IV-5-9	Etanchéité de la fondation	109
IV-5-10	le drainage du barrage	110
IV-6	Fondation	110
IV-7	Dispositif des drains et filtres	111
IV-7-1	Les drains.....	11
IV-8	Evaluation du prix total des différents matériaux:	112
	Conclusion	114

Chapitre V : Etude De La Variante Choisie		
	Introduction	116
V.1	Dimensionnement	116
V.1.1	la revanche du barrage	116

V.1.2	la hauteur du barrage	117
V.1.3	largeur en crête	117
V.1.4	Pentes des talus	117
V.1.5	Protection des talus	118
V.1.6	Etanchéité de la fondation	120
V.1.7	les drains	121
V.2	Calcul des filtres	122
V.3	Etude des infiltrations	124
V.3.1	l'objectif de calcul d'infiltration	124
V.3.2	Positionnement de la ligne de saturation	125
V.3.3	Calcul du débit de fuite par infiltration	126
V.3.4	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	127
V.4	Etude de stabilité :	130
V.4.1	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	130
V.4.2	Stabilité des talus	130
V.4.3	Méthode de FELLENIUS	131
V.4.4	Conséquences de l'instabilité des talus	132
V.4.5	Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	133
V4.5.1	Les caractéristiques géotechniques des sols	134
V.4.5.2	Calcul des forces appliquées à chaque tranche	134
V.4.5.3	. Classement des forces	135
V.4.6	.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	136
	Conclusion :	138
Chapitre VI : Etude Des Variantes des ouvrages annexes		
	INTRODUCTION	140
VI-1	L'évacuateur de crues	140
VI.1.1	Différents types d'évacuateurs de crue	140
VI.1.1.1	Evacuateur de crues en puit (tulipe)	140
VI.1.1.2	Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	141
VI.1.1.3	Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	141
VI.1.1.4	Evacuateur de crues en siphon	141
VI.1.2	Choix de l'évacuateur de crue	142
VI.1.3	Dimensionnement de l'évacuateur de crue	142
	- Canal d'approche	143
	- Le déversoir	144
	- Chenal d'écoulement	145
	- Le convergent	146
	- Le coursier	147
	- Bassin de dissipation	150
	- Canal de restitution	151

VI.2	Ouvrage de vidange	154
VI.2.1.	Calcul hydraulique	155
VI.3	La prise d'eau	157
VI.3.1	Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	158
	Conclusion	158
Chapitre VII : Organisation de chantier		
	Introduction	160
VII.1	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	160
VII.1.1	Installations destinées au personnel	160
VII.1.2	Installations destinées au stockage des matériaux	160
VII.1.3	Installations destinées à la réparation des engins	161
VII.1.4.	Installation destinée pour la préfabrication	161
VII.2.	les moyens de chantier	161
VII.3	Planification	161
VII.3.1	Définition	161
VII.3.2	Techniques de la planification	162
VII.3.2.1	méthodes basées sur le réseau	162
VII.3.2.1.1	Définition du réseau	162
VII.3.2.1.2	Construction du réseau	162
VII.3.2.1.3	Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	165
VII.3.2.2	les étapes de la planification	165
VII.3.2.2.1	collection des informations	165
VII.3.2.2.2	décomposition du projet	165
VII.3.2.2.3	relations entre les tâches	165
VII.3.3	les paramètres de la méthode C.P.M	165
VII.3.3.1	Chemin critique	164
VII.3.3.2	Attribution des durées de chaque opération	164
VII.3.4	les plannings	164
VII.3.4.1	plan de travail au plus tôt	164
VII.3.4.2	plan de travail au plus tard	165
VII.3.4.3	plan de travail intermédiaire	165
VII.4	Symboles des différentes opérations	165
VII.5	Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau	167
VII-6	Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	169
	Conclusion	170
conclusion générale		171

LISTE DES TABLEAUX

Tab.II.01	Quelques séismes plus ou moins ressentis à khabouzia	18
Tab.II.02	Caractéristiques géotechniques du site	26
Tab. II.03	Caractéristiques mécaniques du site:	27
Tabl II-04	Caractéristique géotechnique	28
Tab. III.01	Surfaces par tranche d'altitudes	35
Tab. III.02	La pente moyenne du bassin versant.	36
Tab.III.3	Classification O.R.S.T.O.M	37
Tab.III.04	récapitulatif des calculs	38
Tab.III.05	Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	41
Tab.III.6	Répartition de l'évaporation moyenne (mm)	42
Tab.III.7	Répartition mensuelle des températures moyennes en °C	43
Tabl III.8	Répartition de l'humidité relative (%) (Période 1994-2001)	44
Tab.III.9	Répartition des vitesses des vents (m/s) (période de 1994-2001)	45
Tab.III.10	Station pluviométrique.	46
Tab.III.11	Répartition mensuelle de la pluie annuelle	49
Tab.III.12	Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	51
Tab.III.13	Résultat de l'ajustement a la loi normale	53
Tab.III.14	Résultat de l'ajustement a la log normal	55
Tab.III.15	les précipitations des différent fréquence	58
Tab.III.16	l'Apport moyenne interannuelle.	61
Tab.III.17	récapitulatif des résultats des coefficients des variantes	62
Tabl.III.18	l'Apport fréquentielle	62
Tab.III.19	Répartition mensuelle des apports	64
Tabl.III.20	valeur de α en fonction de la perméabilité	65
Tab.III.21	récapitulatif des résultats du volume mort	66
Tab.III.22	récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	66
Tab.III.23	valeur de α en fonction de la fréquence.	67
Tab.III.24	valeur de γ en fonction de bassin versant	67
Tab.III.25	récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky	68
Tab.III.26	récapitulatif des résultats de la formule Possenti	68
Tab.III.27	récapitulatif des résultats de la formule Terraza.	69
Tab.III.28	récapitulatif des résultats de débit de crue	70
Tab.III.29	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	71
Tab.III.30	récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme du crue	73
Tab.III.31	Catégories des dommages résultant des crues	74
Tab.III.32	Crues de projet recommandé	76
Tab.III.33	Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation	76
Tab.III.34	Caractéristiques topographiques de la retenue	78
Tab.III.35	Régularisation saisonnière suivant la 1 ^{ère} consigne	79
Tab.III.36	Régularisation saisonnière suivant la 2 ^{ème} consigne	80
Tab.III.37	valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	82
Tab.III.38	Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes	85

Tab.III.39	Données initiales.	86
Tab.III.40	1 ère étape de calcule	86
Tab.III.42	3 ème étape de calcul	86
Tab.III. 43	récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	88
Tab.III.44	récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête	90
Tab.III.45	coût de la digue	91
Tab.III.46	coût de déversoir	92
Tab.III.47	coût de coursier	93
Tab.III.48	coût Totale du barrage	93
Tab.III.49	Volumes et débit déversant	94
Tab.III.50	Le calcul du laminage	96
Tab.III.51	les caractéristiques du barrage	98
Tab.IV.01	Valeurs indicatives des pentes des talus.	104
Tab.IV.02	L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	107
Tab.IV.03	Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.	108
Tab.IV.04	Coût de la digue (1ère variante)	112
Tab. IV.05	Coût de la digue (2ème variante) :	113
Tab.IV.06	Coût de la digue (3ème variante) :	113
Tab.V.01	Valeurs indicatives des pentes des talus	118
Tab.V.02	L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues	119
Tab.V.03	Coordonnées de la parabole de KOZENY	125
Tab.V.04	Classification des barrages	128
Tab.V.05	Gradient admissible à travers le remblai terreux	128
Tab.V.06	Gradient admissible pour les fondations d'un remblai	129
Tab.V-07	Détermination de coefficient de sécurité	129
Tab.V.08	Coefficient de stabilité admissible des talus	132
Tab.V.09	les diferentee valeur de K_1 ET K_2	133
Tab.V.10	Caractéristique géotechnique	134
Tab.V.121	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	137
Tab.VI.1	Coordonnées de la nappe déversante.	144
Tab.VI.2	les données de départ	149
Tab.VI.3	Ligne d'eau à pas d'espace de 10m	149
Tab.VII.01	symboles des opérations	165
Tab.VII.02	Détermination des chemins critiques	167
Tab.VII.3:	devis estimatif de la digue	169
Tab.VII.4	devis estimatif de l'évacuateur de crue	169
Tab.VII.5	vidange de fond et prise d'eau	170

Liste des figures

Fig.I.1	Plan de situation du site de la retenue et de son bassin versant	5
Fig.II.1	Extrait de la carte géologique de khabouzia	11
FigII.2	Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003)	19
Fig- III.1	Délimitation du bassin versant de l'Oued kahoua	31
Fig III.2	Courbe hypsométrique	35
Fig III.3	Classification de schum	39
Fig. III.4	répartition mensuelle de l'évaporation.	43
Fig. III.5	répartition mensuelle de la temperature	44
Fig. III.6	Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents	45
Fig.III.7	repartition mensuele de la pluie moyenne	46
Fig. III.8	Ajustement a une loi de Gumbel	49
Fig. III.9	Ajustement a une loi normale	51
Fig III.10	Ajustement a une loi de log normal	53
Fig.III.11	Courbes des pluies à courtes durées	56
Fig III.12	Courbes des intensité-Durée-Fréquence	56
Fig.III.13	.repartition mensuelle des apports	62
Fig, III,14	Hydrogrammes des crues pour déférentes périodes de retour	72
Fig.III.15	courbe de remplissage	77
Fig III.16	Courbe $H=f(Q.q)$	87
Fig .III.17	Corbe $Vf=f(Q.q)$	87
Fig.III.18	COURBE D'OPTIMISATION	93
Fig,III,19	courbes des débits déversants	95
Fig,III,20	Hydrogrammes des débits entrant et sortant	97
Fig.V-1	Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)	131
Fig.VI-1	profil du deversoir	145
Fig.VI-2	Dimensions du déversoir	145
Fig.VI. 3	.laligne d'eau dans la coursier	150
Fig. VII.1	RESEAU A NCEUDS	166
Fig VII.2	DIAGRAMME DE GANT	168

Liste des planches :

- 01 PLAN D'AMENAGEMENT
- 02 COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES TROIS VARIANTES
- 03 COUPE EN TRAVERS DE LA DIGUE
- 04 PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUE
- 05 PROFIL EN LONG DE LA PRISE D'EAU ET DE LA VIDANGE DE FOND
- 06 SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie a tellement souffert des problèmes de l'eau, une sécheresse abondante dans certaines régions et des inondations dans d'autres, ce qui nous pousse à réfléchir au Problème deux fois plus.

Depuis plusieurs décennies, l'édification des petits barrages en Algérie a été une Solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en Plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays a cause de leurs facilité d'exécution, adaptation au reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services Envers les citoyens.

Dans cette optique la wilaya de Bouira a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du la retenue collinaire d'Oued kahoua site Khabouzia, qui est destinée à irriguer 40 Hectares.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographiques, géologiques et hydrologiques, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

CHAPITRE I

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

INTRODUCTION:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se Prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de la future retenue de OUED KAHOUA site khabouzia est consiste Le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en eau de la région du barrage.

I-1 Condition de choix du site d'un barrage

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, 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 du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter La création d'autres voies pour les engins et la main d'oeuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Eviter des fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.
- L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale, Cet encaissement et la faible pente de l'Oued donnera ainsi une extension plus linéaire que latérale des aires futurement inondables, Ce qui est avantageux.

La configuration du site réservoir est telle qu'il n'existe pas de zones potentielles où les eaux peuvent contourner l'ouvrage, Dans tous les cas de remplissage l'étude topographique du Projet précisera les cotes d'inondations. De même que le rapport hydrologique étudie en détail les courbes hauteurs -capacités et surfaces mouillées.

I-2 Fond topographique existant :

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifié sur la carte d'Etat Major Bouira NJ-31-IV-61 Est à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées du Projection L'ambert Fuseau 31 de l'axe est :

X = 553.743km**Y = 4020.980 km****Z = 617m**

- Le bassin versant d'Ain khebouzia est un milieu de colline relativement plat avec une faible couverture végétale.
- La mise en valeur consiste en culture de céréales et des petits vergers tel que celui d'ammandiers dominant la cuvette de l'ouvrage.

I-3 Choix de l'axe du barrage :

Le site étant retenu, l'axe du barrage a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques et a permis pour ce qui est des ouvrages annexes l'implantation du déversoir et de la dérivation provisoire respectivement dans la rive droite et dans la rive gauche.

I-4 Situation géographique:

Le site de la retenue collinaire se situe sur l'Oued kahoua qui est un affluent de l'Oued Djenan dans la commune d'AIN EL ALOUI.

Ce site se localise à une trentaine de kilomètres à l'Ouest de la ville de Bouira et à environ 10 km au Nord-Ouest de la ville de Ain Bessem plus précisément à 3 Km au nord de la localité de Khabouzia , Plusieurs accès mènent au site, citons celui qui va de la ville de Ain Bessem vers l'agglomération d'El Khabouzia en empruntant le CW 225 sur une environ 7 kilomètres, puis à la sortie Nord d'El Khabouzia, une route asphaltée sur une distance approximative de 4 km et enfin une piste sur 1 km environ, qui mène directement au site à partir de sa rive droit.

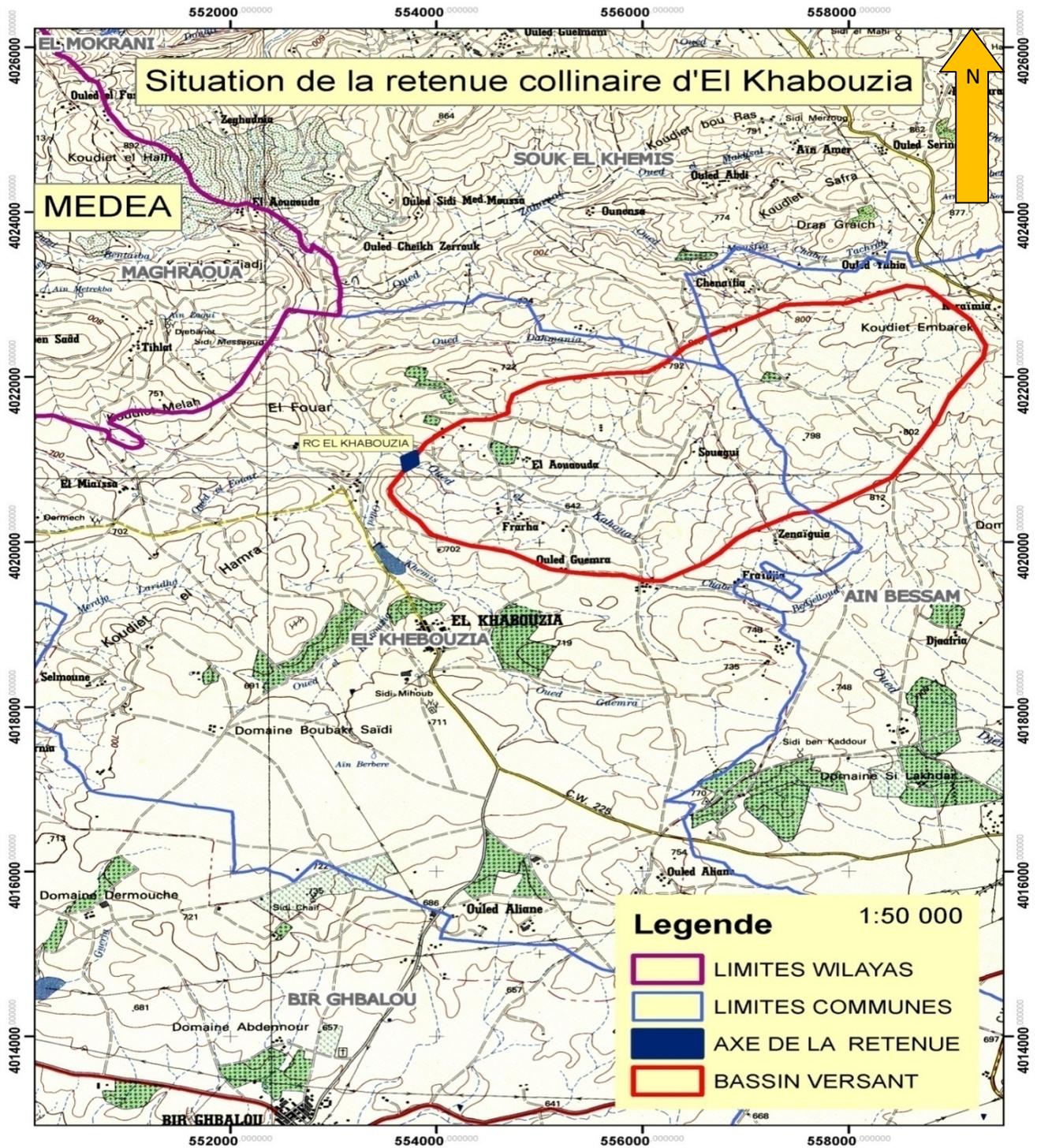


FIG. I.1 : Plan de situation du site de la retenue et de son bassin versant

I-5:Climat:

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre du pays, la wilaya de Bouira est effectivement caractérisée par la semi-aridité qui affecte la majeure partie de son territoire.

La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 400 à 600 mm quant à la zone de Oued kahoua sa précipitation moyenne est de 400 à 450 mm, Son climat est chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver.

Les températures varient entre 20°C et 40°C de mai à septembre et de 2°C à 12°C de janvier à mars.

Conclusion:

D'après l'étude topographique qui à été réalisée sur le site du futur retenue de oued kahoua représente par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/1000 On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

Introduction :

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de la digue 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.

Dans ce qui suit, seront présentées les principales données de base qui au plan géologique, sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée Successivement seront présentées de manière sommaire, la configuration géomorphologique générale du site de même que l'identification provisoire des structures lithostratigraphiques en travers de la vallée réceptrice de l'ouvrage et dans la retenue.

II-1-Morphologie :

Cette retenue est inscrite dans une vallée serrée à très serrée aux environs immédiats de l'axe, puis s'élargie vers l'amont. Cette vallée est très encaissée au droit du site et moyennement encaissée plus à L'amont.

La végétation est quasiment inexistante qui représente 0,2% du superficie total de la cuvette.

La vallée est relativement dissymétrique avec des pentes raides au droit de l'axe, sur les buttes calcareuses et marneuses, Le versant gauche et plus raide que celui de la rive droite surtout sur les 6 à 7 m premiers. La dénivelée entre le point le plus haut (Queue de cuvette) et le point le plus bas (verrou) n'est très importante (20m).

Le site de la retenue sur Oued kahoua est à morphologie douce dans sa cuvette quand au droit de l'axe, on rencontre un resserrement sur le cours de l'Oued, où des affleurements de calcaires marneux résistants à l'érosion alternant avec des marnes sont à pentes raides, surtout en rive gauche.l'aspect morphologique actuel est conditionné par la résistance des bancs calcaires, alternant avec des bancs marneux plus sensibles à l'érosion.

Le lit mineur actuel de l'oued est d'environ 5 à 8 m de largeur avec des terrasses alluviales épaisses (3 à 5 m) à parois quasi verticales, sur les deux rives à l'amont de

l'axe au droit de l'axe, on note la présence d'une épaisse terrasse 6 à 7 m sur la rive gauche.

L'Oued serpente sur d'épaisses terrasses dans un domaine à prédominance marneuse. Il prend sa source au niveau de Koudiet Embarek et se dirige vers l'Ouest.

II-2-Cadre géologique régional :

La géologie générale de la zone d'étude a été établie sur la base des reconnaissances effectuées par **P. COURRIER**.

La région d'étude est insérée dans l'Atlas Tellien, dénommé à cet endroit « Atlas de Tablat », notre retenue collinaire est entourée d'une suite de collines, avec de longues crêtes gréseuses, calcaires et marneuses de 700 à 900 m d'altitude, à pentes raides, fortement attaquées par un réseau hydrographique très dense et très actif.

Cette région est assez proche de la cote méditerranéenne, elle se place à une soixantaine de kilomètres seulement de l'embouchure d'Oued Isser. Les influences du climat méditerranéen sont cependant très atténuées, car la région considérée est séparée de la cote par les montagnes de Kabylie, qui culminent aux environs de 1000 m dans la région de Lakhdaria au Nord.

Ce relief déchiqueté s'adoucit assez rapidement vers le Sud et vient se raccorder à une vaste plaine intérieure (Béni Slimane-Arib) qui s'étend de Médéa à Bouira et se poursuit, vers l'Est, par la vallée de la Soummam.

Notre zone d'étude se trouve dans la partie Nord de la plaine d'Ain Bessem, est caractérisée par deux types de formations, la première représentée par les Biban (autochtones) et la seconde allochtone constituée par les nappes (Nappes Nord bibaniques) Nord-Telliennes et Sud Telliennes, le contacte frontal de ces deux formations est localement jalonné par des amygdales de Trias.

Le plan de glissement des nappes était probablement subhorizontal au moment de la mise en place de celles-ci, il y a donc eu un bombement post-nappe qui a dû accentuer la flexure Sud des Biban.

Cette zone se présente comme une dépression, prise entre deux rides topographiques appartenant à la chaîne des Biban.

II- 3 - Stratigraphie :

La série stratigraphique de la zone d'étude englobe des terrains appartenant au Quaternaire, au Tertiaire (Miocène) et secondaire (Trias, Crétacé Voir fig.II.1).

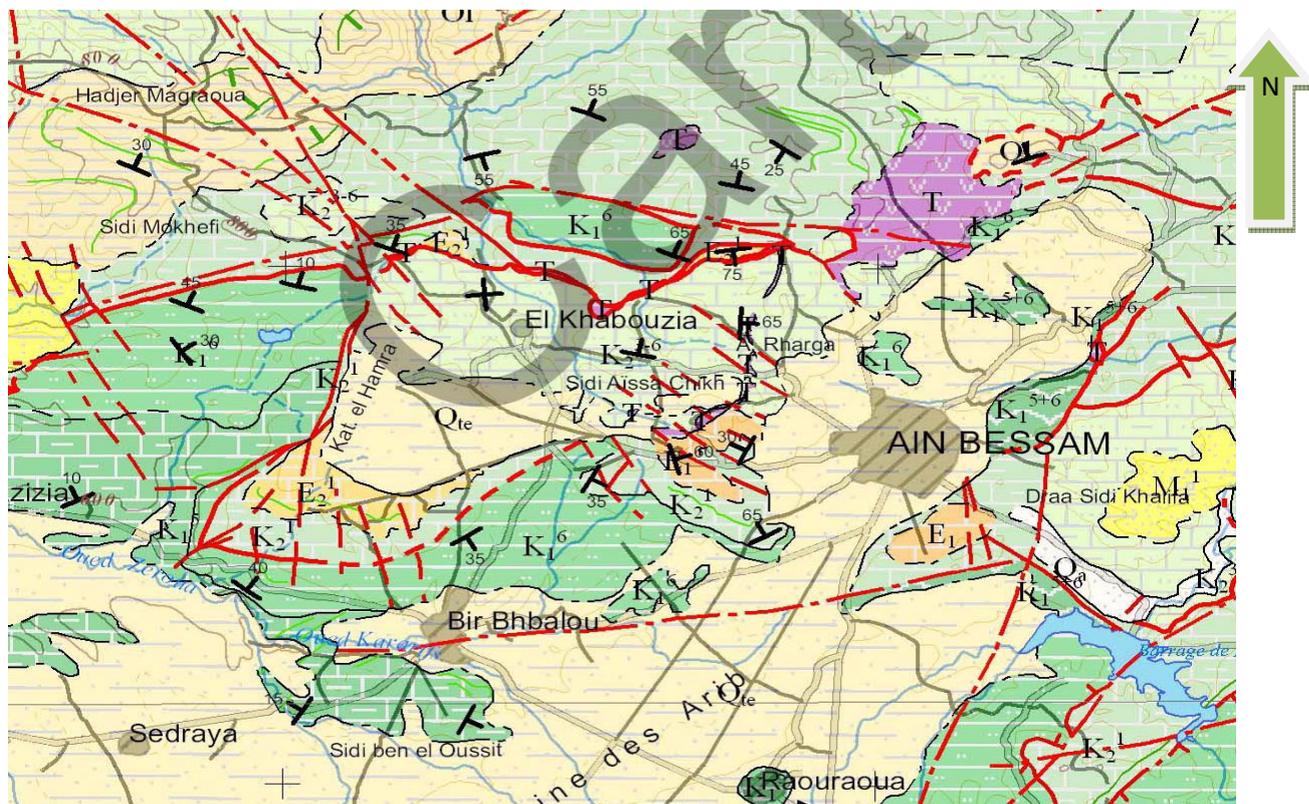
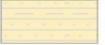
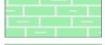
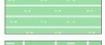


Fig.II.1 : Extrait de la carte géologique d'el khabouzia N° 88 au 1/50 000

LEGENDE

	O1 Oligocène:Grès et passées marneuses
	O1 Oligocène:Serie des argiles à la base et grès au sommet
	K1 ⁶ Crétacé inférieur (Albien supérieur):Calcaires en gros bancs et marnes
	K1 ⁶ Crétacé inférieur (Albien):Schistes et quartzites
	K1 ⁵ Crétacé inférieur (Aptien):Marnes, schistes et calcaires
	K1 ⁵⁺⁶ Crétacé inférieur (Aptien et Albien): Flysch – alternance de marnes, d'argiles et de quartzites et de grès
	T Trias:Gypses, argiles et dolomies noires

Nous décrirons d'abord la couverture post-nappe, puis les séries allochtones et enfin les séries autochtones, pour terminer par le Trias dans les zonés proches.

II-3-1. Formations Post-Nappes :**Alluvions récentes (F):**

Les alluvions récentes n'occupent que de très étroites surfaces, le long des principales rivières et de leurs affluents. Elles sont essentiellement constituées par des limons fins, légèrement sablonneux, à rares couche de galets. On les rencontre à l'aval immédiat de l'axe de la retenue et au loin à l'Est, à l'Ouest, au Nord et au Sud de la zone d'étude, Ces limons forment les basses terrasses des principaux cours d'eau.

Alluvions anciennes (Q) :

Les alluvions anciennes ont comblé et aplani les grandes plaines de Béni Slimane et des Arib au Sud-Ouest, Sud de la zone d'étude , ces dépôts sont très caillouteux à l'Ouest, plus limoneux à l'Est. Notons Parfois une croûte carapace à patine blanchâtre qui couronne ces dépôts.

Pliocène :

Il semble qu'aucun témoin d'une éventuelle terrasse pliocène ne soit maintenu, dans la région considérée. D'après **L. GLANGEAUD**, les reliefs de l'Atlas Tellien étaient émergés et activement érodés à cette époque. On peut penser tel fut aussi le sort des Biban, au cours du Pliocène.

Miocène post-nappe :

Les dépôts post-orogéniques du Miocène sont aisément repérables, grâce à leur teinte rougeâtre caractéristique et sont composés d'une alternance en bancs métriques d'argiles sableuses, de grès grossiers et de poudingues à galets (ou blocs) de quartzites albiens, de grès numidiens, de calcaires albiens et cénomaniens.

A l'Ouest de la zone d'étude, les séries miocènes sont bien développées ont une épaisseur d'environ 200 m, avec des pendages de 15 à 20° et souvent subhorizontal.

II.3.2-Séries Allochtones :

Les affleurements allochtones de la région d'étude se répartissent globalement en six lames séparées par du trias à la base de chaque unité. On distingue de haut en bas ;

Unité numidienne :**Oligocène (faciès numidien g_N) :**

Cet étage forme les petits massifs de Hadjer Metennen à l'Est et ceux de Hadjer Maghraoua à l'Ouest de la zone d'étude. Il s'agit principalement, de grès grossiers azoïques formés uniquement de grains de quartz d'un blanc laiteux ou translucides.

Unité d'aïn Bessem :**Lutétien supérieur- Bartonien (e⁵):**

Le Lutétien supérieur n'apparaît que dans l'unité d'Ain Bessem au Sud-Est et à l'Est de la zone d'étude, sous la forme de blocs calcaires, d'aspect conglomératique à débris d'Huîtres. Ces petits affleurements du Lutétien présentent de bonnes qualités d'affleurement et montrent des marnes brun-foncé très plastiques intercalées de bancs de grès roux (30 à 40 cm d'épaisseur).

Lutétien inférieur- Yprésien (e²⁻⁴)

L'Yprésien débute par 3 ou 4 m de calcaires noirs, à patine blanchâtre ou rose, à nombreux silex noirs. Viennent ensuite des marno-calcaires noirs, à patine grise qui alternent avec des bancs décimétriques de calcaires gréseux, glauconieux et phosphatés. La série yprésienne est rarement complète car les éléments constitutifs de l'étage sont souvent éparpillés dans les champs ; de plus ils ont été fortement écrasés et déchiquetés entre les deux lames de charriage qui les enserrant : unité de la Koudiat El Hamra, à la base, Unité de Bertville, au sommet. Il s'agit de petits affleurements que l'on rencontre à l'Est (Nord-Est de Khabouzia) au Sud-Est (Ouest d'Ain Bessem), de la zone d'étude.

Paléocène (e¹):

De par sa position tectonique un petit affleurement de calcaires argileux alternant avec des marnes silteuses feuilletées se trouve à l'Ouest de la zone d'étude, plus exactement à 2 km au Nord-Ouest de Khabouzia (Ex-Hoche).

Unité de Hoche (Khabouzia) :**Maestrichtien (c^{7-b}) :**

Cette lame est constituée par des marnes gris-bleu à nombreux bancs de microbrèches et lentilles de conglomérats, les microbrèches sont formées par un

agglomérat de grains de calcaires argileux et de grès auxquels sont associés des débris organiques. On les rencontre, sous forme de petits affleurements au Sud, Sud-Est, Sud-Ouest et au Nord-Est de la zone d'étude.

Unité de l'Oued Ben Sollane et Bertville :

Maestrichtien (c^{7-a}) :

Cette étage débute au sommet, par une série marneuse donnant des affleurements gris à brun-foncé, et dont l'originalité est de présenter de façon éparse de nombreuses boules de calcaires jaunes, qui peuvent atteindre jusqu'à 1 ou 1,5 mètre de diamètre. On les rencontre sur de grandes étendues, au Sud-Est et au Nord-Ouest (Draa Mihoub) de la zone d'étude.

Campanien inférieur (c^{6a}) :

Ce sont des marnes grises, dont l'épaisseur est impossible à évaluer, avec intercalations de quelques bancs de calcaires plus ou moins marneux, décimétriques à métriques, On rencontre ces marnes à l'Ouest (grande extension) et au Sud-Est de la zone d'étude.

Santonien-Coniacien (c⁴⁻⁵) :

Il s'agit de marnes bleues se débitant en gros prismes, à patine gris-clair, surmontées de marnes aciculaires de teinte bleue. Au Nord de l'Oued Ben Sollane et probablement au-dessus des termes précédents, on observe des argiles brunes se débitant en prismes. C'est un petit affleurement qui se trouve à l'Ouest de notre zone d'étude.

Coniacien-Turonien (c³⁻⁴) :

Cet étage est constitué par de petits affleurements de calcaires argileux zonés, bleus, que l'on rencontre à l'Est de notre zone.

Unité de d'Aboutville (Ain El Hadjar) :

Coniacien (c⁴) :

Ce sont deux minuscules affleurements à l'Est de la retenue collinaire objet de l'étude, près de Bertville, montrent une série d'aspect flysch, appartenant à l'unité d'Aboutville, essentiellement argilo-schisteuse, de couleur noirâtre, olivâtre ou bronze, très semblable d'ailleurs au flysch albien des Biban.

Unité de Koudiat El Hamra :

Cette unité est composée de formations calcaréo-marneuses de l'Albien supérieur et du Cénomaniens lithologiquement identiques à celles de l'autochtone.

La distinction stricte entre les marnes de l'Albien supérieur et du cénomaniens n'est pas évidente dans cette unité.

Cénomaniens (c²) :

Le cénomaniens allochtone est bien visible, au-dessus de l'Albien supérieur calcaire, à l'Ouest d'Aïn Chellala, il encercle pratiquement la retenue collinaire, où les marnes du Cénomaniens sont coupées d'intercalations calcaires. Les strates sont à pendage vertical, dessinent des replis synclinaux et anticlinaux bien visibles de part et d'autres des buttes.

Albien supérieur (c¹) :

L'Albien supérieur allochtone, existe aux environs immédiats de la région de la retenue est bien visible au Nord-Ouest de Aïn Chellala. Il est constitué par une alternance de calcaires marneux noirs et de marnes, une corniche de calcaires lités noirs et à la base une série argilo-marneuse.

II-3-3-Séries Autochtones :

Dans la région d'étude, ces formations constituent le flanc Nord de l'anticlinorium des Biban, quasiment recouvertes par les unités allochtones.

Cénomaniens (c²) :

Le cenomaniens autochtone, calcaréo-marneux, affleure très peu, à l'extrême Sud de la zone d'étude.

Albien supérieur (c¹) :

Cette série débute par 30 m de marnes noires, puis vient la corniche dite « Vraconnienne », constituée par des bancs de calcaire fin noir, à interlits marneux, au dessus 50 m de calcaire et se termine par des calcaires marneux, des calcaires noirs. On retrouve ces faciès au Sud-Ouest, au Sud-Est, l'Est et au Nord de la zone d'étude.

Albien (flysch) (n⁷) :

Cet étage est représenté par une épaisse série d'argiles brunes feuilletées, avec des intercalations centimétriques de grès fins quartzitiques, rougeâtres ou noirâtres.

Son épaisseur à l'affleurement est variable sur le flanc Nord de l'anticlinal des Biban, du fait qu'il est recouvert en discordance par l'unité de la Koudiat El Hamra.

Cette formation est visible au Sud, au Sud-Ouest et au Sud-Est, à l'Est, à l'Ouest et aux environs de la retenue objet de l'étude.

Aptien-Barrémien (n⁴⁻⁶) :

Le Barrémien et l'Aptien sont à dominante argilo-schisteuse sombre, accompagnée de marno-calcaires plus clairs. Ces formations sont visibles au Sud et Sud-Ouest de notre zone d'étude.

Trias :

Il s'agit d'un ensemble hétérogène de terrains, formant des semelles plus ou moins importantes à chaque unité, où l'on trouve des marnes bariolées et du gypse emballant des dolomies noires et des cargneules, jalonnant certains contacts anormaux au Sud-Ouest, au Sud-Est et à l'Est de la zone d'étude. Ces formations sont considérées comme allochtones probables puisqu'elles jalonnent la base d'unités allochtones.

II.4.Tectonique :

La zone d'étude et la région qui s'étend au Nord de Bir Ghbalou, Aïn Bessem et Aïn Lalaoui (Ex: Bertville) paraît beaucoup plus complexe que ne l'avait cru les anciens auteurs, qui y avaient vu la retombée simple et tranquille du flanc septentrional de l'anticlinorium des Biban. Alors qu'il s'agit d'un matériel allochtone qui recouvre le flanc Nord des Biban, ne laissant apparaître qu'une partie du cœur des Biban, formé de Barrémo-Aptien et Albien.

II 4.1. Allochtone :

Le matériel allochtone s'individualise en six unités, de haut en bas:

Unité numidienne :

Elle est constituée essentiellement d'Oligocène « faciès Numidien » argiles (marnes) et grès que l'on rencontre au Nord-Ouest de la retenue.

Unité de Hoche :

Elle se trouve au Sud, Sud-Est, Sud-Ouest et au Nord-Est de la zone d'étude, elle est essentiellement conglomératique.

Unité de Bertville et de l'Oued Sollane :

Elle se situe au Sud-Est et au Nord-Ouest de la zone d'étude. Elle contient des marnes grises, à bancs calcaires gris-noir, une corniche calcaire et des marnes à boules jaunes.

Unité d'Aboutville :

Elle se trouve à l'Est de la zone d'étude, constituée de flyschs sombres du Coniacien.

Unité d'Aïn Bessem :

Elle est localisée au Sud-Est et à l'Est de la zone d'étude, elle contient des marnes intercalées de grès, des blocs calcaires à silex et des argiles et lumachelles.

Unité de la Koudiat El Hamra :

Le site de la retenue collinaire objet de l'étude est située sur cette unité, constituée par des écailles de flyschs albiens, des calcaires noirs et marnes de l'Albien supérieur et des marnes grises à bancs calcaires du Cénomaniens. La séparation entre les marnes de l'Albien supérieur et du cénomaniens n'est pas évidente dans cette unité.

II. 4.2. Autochtone :

La carte géologique d'Aïn Bessem, montre que la quasi totalité de la feuille appartient à la zone autochtone, elle est représentée par la chaîne des Biban, qui se prolonge d'Est à l'Ouest.

Il ne s'agit pas, à vrai dire, d'une ride anticlinale, mais plutôt d'une longue flexure qui ploie, vers le Sud, une puissante série, épaisse de quelque 4 km, qui va de l'Aptien au Coniacien. Ce gigantesque accident, visible sur plus de 200 km de direction Est-Ouest, fait apparaître en quelques points, les couches néocomiennes.

Il est donc prouvé maintenant que l'« anticlinorium » des Biban ne montre pas, au niveau d'Aïn Bessem, de flanc septentrional étendu, celui-ci étant caché par un important matériel allochtone, dont seule la frange méridionale apparaît sur la feuille. Ce matériel allochtone se prolonge sur les feuilles plus septentrionales, notamment dans les monts de Tablat.

II.5. Séismicité de la région d'étude :

L'analyse des chroniques sismologiques récentes pour la région d'étude et ses environs, montre que plusieurs tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés et ressentis à Ain Laloui.

Le site en lui-même appartient à l'Atlas Tellien, où plusieurs foyers, plus ou moins intenses ont été enregistrés.

Nous nous limiterons à la connaissance des données sur les événements sismiques survenus dans l'axe Bouira -Ain Bessam –Bir Ghebalou

(Source consultée **C.R.A.A.G** : Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique -- Bouzaréah. Alger.

Tableau II-01 : Quelques séismes plus ou moins ressentis à khabouzia.

Date de l'évènement	Epicentre	Magnitude
24 Juin 1910	Djebahia	6,4
09 Septembre 1946	El Esnam	Forte
08 Décembre 1950	Lakhdaria	5
28 Janvier 1955	Bir Ghebalou	5
23 Mai 1956	Djebahia	6.5
21 Avril 1964	Bir Ghebalou	6
30 Juin 1983	Ain Bessem	4

On peut dire que depuis 1983, la région d'Ain Bessem, concernée, n'a pas connu de séismes à épipcentre géographiquement proche du site de la retenue.

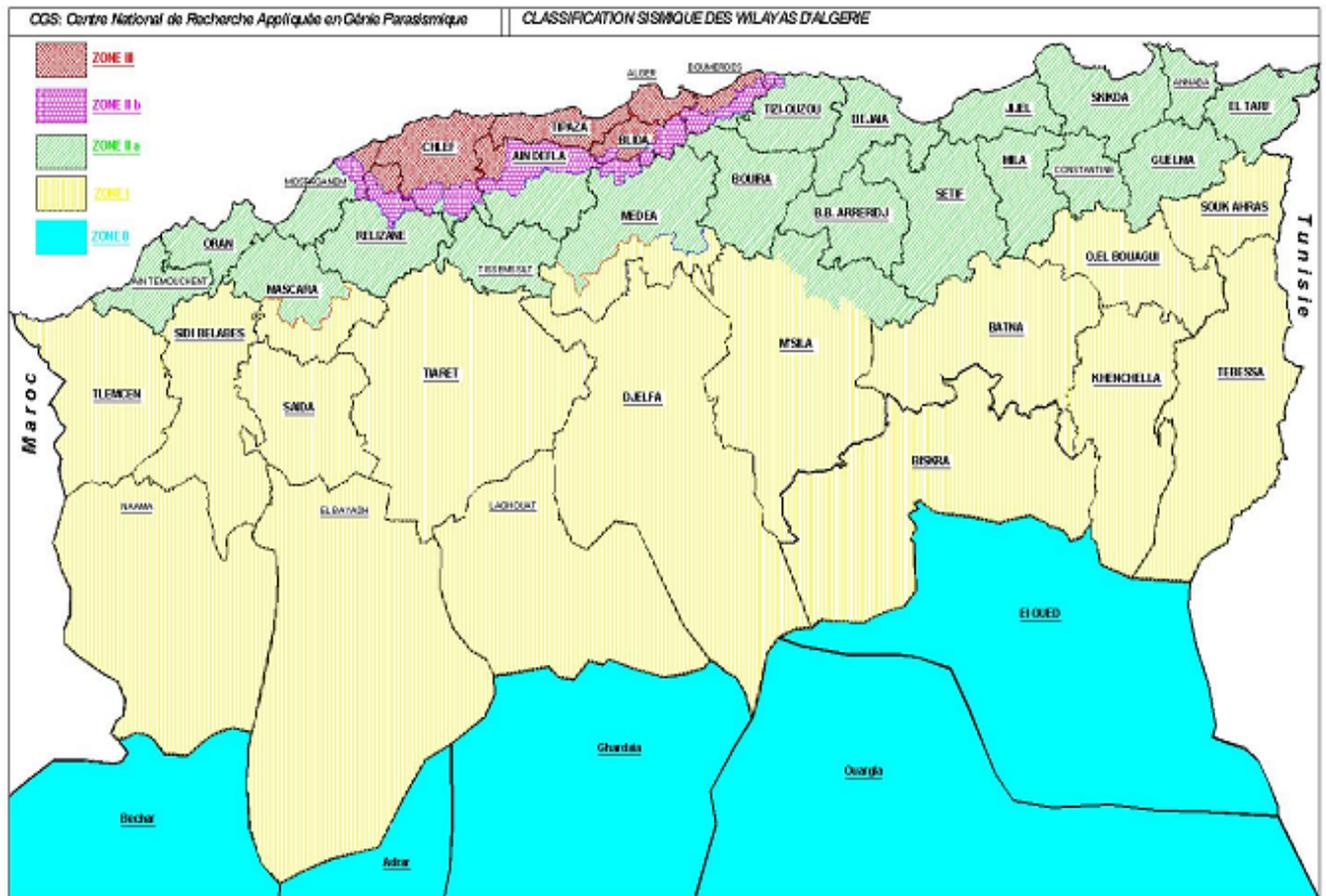
Toutefois, historiquement, on retiendra deux (02) événements sismiques majeurs : celui du 24 Juin 1910 dont l'épicentre a été situé à Djebahia soit géographiquement proche de la localité de la d'AIN KHABOUZIA.

Ce séisme a été particulièrement violent, d'une intensité maximale égale à 6,4 et ressenti à Ain Bessem et ses environs ; et dont les répliques ont duré jusqu'à Janvier 1911.

Le séisme du 21 Avril 1964 d'intensité 6,5, malgré la proximité du foyer a été seulement ressenti aux environs de Bir Ghebalou.

D'une manière générale, les ondes de séismes, si fréquents de la Wilaya de Bouira ne sont ressenties que rarement et faiblement dans notre région d'intérêt.

En définitive, on retiendra tout le caractère aléatoire de la sismicité pour notre région d'étude la proximité des épencentres des précédents séismes destructeurs ne laisse pas exclure l'avènement de secousses futures pouvant atteindre la région objet de notre étude.



centre national de recherche appliquée en genie parasismique

Figure II.2: Carte sismique qui est à la des règles parasismiques Algériennes

Notre site se situe sur la zone sismique IIa (voire figure II.2) donc le coefficient de l'accélération sismique est de $a=0,25$ (voire le tableau II.04 annexe III)

II.6. Considérations géotechniques :

Les reconnaissances et observations géologiques préliminaires de l'emprise de l'aménagement témoignent de l'impossibilité de fonder ou de projeter l'ouvrage dans les conditions actuelles, tant les indéterminations sont nombreuses et les facteurs de stabilité inconnus.

II-6-1 Conditions générales de fondation :

L'analyse des critères techniques de faisabilité d'une retenue sur Oued kahoua appelle dès à présent le respect des considérations géologiques et dispositions constructives suivantes :

- L'ouvrage sera fondé sur un substratum sain, à dénuder par l'élimination du recouvrement alluvial et colluvial des berges et du fond de l'Oued.
- Le degré d'étanchéité de cette assise de base sera étudié avant de préconiser si nécessaire, une parafouille destinée au raccordement du corps de la digue.
- Les conditions de portance du sol (ou des sols) de fondation seront étudiées en phase d'exécution : le type de raccordement aux berges sera fonction de la consistance des roches en place, de leurs homogénéité, à même de retenir le meilleur mode d'excavation.
- D'un point de vue hydrogéologique, la nappe alluviale est très peu développée, dans la cuvette de l'Oued kahoua.

Les marnes étant théoriquement étanches, elles seront retenues comme assise de base de l'ouvrage : la géométrie de ce substratum devra être précisée par les investigations au site de la digue.

En effet, l'étude d'exécution s'en appuiera pour concevoir la continuité de la clé d'ancrage et toute autre disposition technique indispensable à la bonne exécution des travaux et la sécurité de l'ouvrage.

II-6-2 Matériaux locaux de construction :**II-6-2-1 Recherche et présentation des zones d'emprunt potentielles :**

En prévision de l'étude de variantes de barrages homogènes ou hétérogènes, avec usage des matériaux naturels locaux, il a été procédé à une distance proche du site, à une prospection de ces matériaux, en vue de les caractériser pour une éventuelle exploitation.

II-6-2-2 Enrochements:

Au voisinage du site on ne reconnaît pas de zone d'emprunt de pierres ou autre enrochement en quantité importante. Les marnes des reliefs voisins étant tendres et altérables.

Dans le cours de l'Oued, on relève la présence de blocs roulés, grésocalcaires, de dimension décimétriques, disséminés dans les masses alluviales sablo-limoneuses, et dont l'exploitation n'est pas aisée.

Les quantités disponibles ne peuvent répondre que partiellement aux besoins de construction d'une retenue.

Comme zone d'emprunt intéressante en enrochement hétérogène, on citera les vastes dépôts colluvionnaires, en rive droite de l'Oued, à l'aval du site.

La préservation des terres agricoles reste néanmoins nécessaire.

II-6-2-3 -Alluvions d'Oued :

La vallée alluvionnaire de l'Oued kahoua, de part sa faible étendue (environ 0.09 x7 Km), pourra fournir une faible quantité de matériaux meubles, Il s'agit d'une zone potentielle pour l'extraction de granulats (sables et graviers) en quantité souhaitée. Pour les besoins partiels de chantier, une sélection granulométrique est toutefois nécessaire.

II-6-2-4- Matériaux fins argileux :

L'aire d'étude particulièrement le périmètre de la cuvette, recèle d'importantes quantités de matériaux à composante argileuse certaine.

Leurs extensions couvrent de grandes surfaces des rives droite et gauche où les fractions fines de matériaux (argiles) y sont prédominantes.

Nous pouvons estimer d'ores et déjà que quantitativement les besoins du chantier pourront être satisfaits, avec l'avantage d'une proximité des zones d'emprunt, Pour ce cas d'une retenue en terre, l'éventualité de leurs utilisations sous forme de remblai compacté ou non, reste tributaire des résultats qualitatifs des analyses et essais de Laboratoire, établis sur la base d'un large échantillonnage.

Le mode d'investigation de terrain, la nature et le nombre d'essais et d'analyses sont détaillés dans le programme préétabli.

Il s'agit d'importantes carrières potentielles, aisément accessibles, pour l'obtention de toute quantité susceptible d'être utilisée lors de la réalisation.

II-7- Programme de travaux de reconnaissance :

II-7 -1-Travaux de sondages carottés, tranchées et puits :

Les reconnaissances effectuées à l'aide de puits et tranchées avaient pour objectif

d'établir la configuration structurale de base nécessaire au fondement et à la mise en oeuvre de l'ouvrage.

Les travaux entrepris ont porté sur des investigations dans l'axe de la digue (02 puits de reconnaissance S1 et S2) et au droit des rives actuelles retenues comme zones potentielles d'extraction de matériaux fins de construction.

Les tranchées réalisées sont numérotées de 1 à 5, et ont atteint la profondeur de 4 - 5m.

Les essais d'identification physique ont permis de caractériser l'ensemble des formations de couverture en place dans l'aire d'étude : site et cuvette.

▪ **Sondages :**

Exécution de deux (02) sondages à la pelle mécanique carottée de 20 m de profondeur maximale.

L'un est implanté sur la berge gauche du lit majeur de l'Oued, à 30 m environ du talus. L'autre est fixé au sommet de la rive droite.

La réalisation d'un troisième sondage de 10 m de profondeur, dans le lit de l'Oued, est indispensable au cas où le substratum des alluvions actuelles n'est pas atteint par les fouilles de reconnaissance.

▪ **Tranchées et puits :**

Réalisation de huit(03) tranchées par une pelle mécanique, sur une profondeur de 4m environ et 3m de longueur, avec une prise systématique d'échantillons.

Leur répartition est la suivante :

- Deux (01) seront destinés à la reconnaissance géologique dans le lit de l'Oued.
- Six (03) puits devront permettre l'identification et le prélèvement d'échantillons depuis les zones d'emprunt potentielles de matériaux de construction de la digue.

▪ **Essais in situ :**

Deux (02) essais de perméabilité de type Lefranc, pour chaque sondage.

Les profondeurs des essais seront fixées sur le site, lors du fonçage.

Deux (02) essais de type Lugeon, pour chaque sondage, par passe de 5m, au cas où un substratum rocheux est rencontré en cours de sondage.

Les profondeurs des essais seront fixées sur le site lors du suivi.

▪ Essais de Laboratoire :

La nature et les quantités des analyses et essais à réaliser sont récapitulés ci dessous. Les travaux d'investigation de terrain porteront sur l'exécution de **04 sondages** mécaniques répartis comme suit : Deux (02) dans la vallée de l'Oued, et un (**01**) dans chaque rive, Leurs caractéristiques sont les suivantes:

- Le fonçage se fera entièrement en terrains rocheux : roches carbonatées pour les rives et partiellement alluvionnaire dans le lit de l'Oued.
- Le carottage sera continu donc RQD devra être systématiquement défini.
- Les profondeurs à atteindre sont provisoirement arrêtées à **20 m**;
- Les sondages prévus seront tous verticaux.
- Le niveau statique sera relevé quotidiennement en début et en fin de journée.
- Les sondages seront tous rebouchés en fin d'opération.

Pour la recherche de matériaux de construction **08 (huit)** tranchées de reconnaissance avec prise d'échantillons intacts et aussi remaniés, seront réalisés à la pelle mécanique ou manuellement sur une profondeur voisine de : **4 m**.

II-7-2 Observation :

- Les accès et plateformes de sondage seront préalablement préparés: particulièrement pour les sondages à réaliser sur les rives

▪ Essais in- situ :

Une attention très particulière sera accordée aux essais in situ de perméabilité de type Lugeon .Les conditions de réalisation seront rigoureusement respectées : installation du dispositif, mise à disposition du chantier d'équipements convenables de mesure de débits, de pression (jusqu'à 10 bars).

Les fiches techniques de conduite des essais seront mises à disposition du laboratoire. Quantitativement, on prévoit quelques **04** essais, à réaliser par passes descendantes au plus égales à **5m**. Ces tranches d'essais peuvent être revues au fur et à mesure de l'avancement des sondages.

La perméabilité des dépôts d'Oued sera étudiée à la faveur d'essais Lefranc, au nombre de 02.

II-7-3 -Conclusion sur la fondation :

Les données relevées ont montré que les termes lithologiques dominants au site et dans l'enceinte de la cuvette, sont très variables.

Dans l'axe de l'Oued, le site présente l'inconvénient de l'existence d'importants dépôts alluviaux de part et d'autre du lit mineur.

L'épaisseur des terrains meubles et perméables est supérieure à 4,5 mètres dans la partie centrale du site.

II-8- Essais et analyses de laboratoire: pour sols de fondation et appuis du barrage :**II-8-1- Identification des roches et paramètres physiques :**

- Analyses chimiques sommaire pour une classification précise des roches: définition du pourcentage des carbonates particulièrement.
- Densités et poids spécifiques : à l'état sec et saturé
- Porosité totale et indice des vides.
- Teneur en eau naturelle.

II-8-2- Définition des caractéristiques mécaniques des roches :

- Essais de compression simple à l'état naturel et à l'état humide c'est à dire après une immersion de 24 h.
- Essai Brésilien.

II-8-3- Essais et analyses pour matériaux de construction :**-Enrochements:**

- Analyses chimiques sommaire pour une classification précise des roches: définition du pourcentage des carbonates particulièrement.
- Densités et poids spécifiques : à l'état sec et saturé.
- Porosité totale et indice des vides.
- Teneur en eau naturelle.
- Essais de Los Angeles.
- Essais de compression simple.

-Matériaux argileux :

- Analyse granulométrique.
- Analyse sédimentométrique.
- Teneur en eau naturelle.

- Degré de saturation
- Essais Proctor normal ou modifié.
- Limites d'Atterberg et indice de plasticité.
- Analyse chimique : détermination de la teneur en matière organique.
- Poids spécifiques et densités ; γ_s · γ_d · γ_h
- Essais de cisaillement rectiligne: définition de **C** et φ .
- Essais de compression triaxiale ; définition de **C_u** - **C_d**.
- Essais de compressibilité à l'oedomètre et calcul de perméabilité.

NB : Les essais mécaniques comprendront tous les tracés, calculs et mesures nécessaires

Caractéristiques géotechniques du site et mécanique du site sont représentées dans les tableaux 2 et 3 :

Tableau II-02 : Caractéristiques géotechniques du site:

sondage/puits		S1	S2	TR1	TR2	TR3	TR3	TR5	TR5
profondeur(m)		0.80/4.50	0.90/4.50	1.00/3.00	0.40/3.00	0.30/2.20	2.20/3.00	0.30/2.00	2.00/3.00
nature dusol		Sable limoneuses	Argile jaunâtre	Marne schisteuses	Cailloux +gravie	Argile jaunâtre	Marne jaunâtre	Argile jaunâtre	Argile verdâtre
densité sèche	$\gamma_d(t/m^3)$	1,68	1,75
teneur en eau	W(%)	21,35	20,58
Degré de saturation	Sr(%)	100	100
densité humide	$\gamma_h(t/m^3)$	0	1,45
granulométrie	5mm	1,38	0	0	36	0	0	0	0
	2mm	4	4	4	4	4	5	3	7
	0.08 μ m	8	24	10	10	12	22	10	22
sédimentométrie	20 μ m	52	28	46	30	40	21	39	30
	2 μ m	36	44	40	20	46	52	44	41

Tableau II-03: Caractéristiques mécaniques du site:

sondage/puits		S1	S2	TR1	TR2	TR3	TR3	TR5	TR5
profondeur(m)		0.80/4.50	0.90/4.50	1.00/3.00	0.40/3.00	0.30/2.20	2.20/3.00	0.30/2.00	2.00/3.00
nature dusol		Sable	Argile	Marne	Cailloux	Argile	Marne	Argile	Argile
		limoneuses	jaunâtre	schisteuses	+gravie	jaunâtre	jaunâtre	jaunâtre	verdâtre
Caractéristiques oedométriques	Pc bars	3,6	1,78	3,08	2,75
	Ct	0,164	0,175	0,149	0,065
	Cg	0,032	0,039	0,021	0,009
Caractéristiques de cisaillement	c _{uu}	0,2	0,58	0,96	0,43
	Φ _{uu}	28,79°	15,26°	32,25°	26,34°
Références	y _d max(t/m ³)	1,69	1,98	1,77	1,87
Proctor normal	WOPT(%)	15,5	13,3	14,9	13,6

Le tableau suivant représente les Caractéristique géotechnique des déférentes matériaux de la digue et de la fondation.

Tableau II-04: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	unité	argile	fondation
φ°	degré	24	28
C	t/m ³	5	2
δ_{sat}	t/m ³	1.79	1.83
γ_d	t/m ³	1.7	1.8

Conclusion :

L'Oued El Kahoua laisse en réalité un choix restreint de sites potentiellement intéressants pour la mise en place d'une retenue de stockage.

L'axe retenu constitue un verrou topographique acceptable et intéressant compte tenu de sa proximité de la route nationale, de son accessibilité, et de la proximité des exploitations agricoles.

Il s'agit d'un site peu séré donc économiquement intéressant.

A ce stade de connaissance des conditions de site, on ne relève aucune contrainte ou problème géologique majeur qui se rapportent à la stabilité des rives ou à l'étanchéité de la retenue.

A priori, la disponibilité de matériaux locaux (argiles, enrochements) dans des zones proches et très accessibles, laisse envisager la construction d'un ouvrage en terre avec un dispositif d'étanchéité et d'ancrage adapté à la nature des sols en place.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres hydrologiques de l'Oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire. Elle concerne plus particulièrement l'évaluation de paramètres suivants :

- Caractéristiques morpho métriques du bassin versant
- Caractéristiques morpho dynamiques du bassin versant
- Apports liquide moyen et fréquentielle du bassin versant
- Estimation des crues fréquentielles et leurs volumes
- Evaluation des apports solides de l'oued

III-1- Collecte des données hydrométéorologiques :

Les précipitations moyennes interannuelles représentent les caractéristiques climatiques capitales de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. On dispose une série d'observations pluviométriques de la station de khabouzia identifiée sous le numéro de code suivant 09 04 02 codes ANRH.

III-2- Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques du milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- Le profil en long
- La densité de drainage
- Les rapports de confluence et de longueur.

Il faut noter que pour un grand bassin lithologiquement hétérogène seul le paramètre de densité de drainage présente une signification certaine.

Le bassin versant, appelé aussi bassin de drainage d'un oued, en un point donné de son cours, est l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de l'oued.

La définition topographique d'un bassin versant fait passer ses limites par la ligne des crêtes.

Le bassin versant a une fonction de collecteur; il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifiés sur l'assemblage des cartes d'Etat Major Bouira NJ -31- IV- 63Est à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées l'amburt de l'axe sont.

X = 553.743 km

Y = 4020.980 km

Z (NGA) = 617 m

Le bassin versant objet de cette étude, ou «bassin versant de l'Oued kahoua» est situé dans la commune de Khabouzia appartient au grand bassin du Soumam numéroté 05 selon la nomenclature adoptée par l'A.N.R.H.

La couverture végétale presque nul a par quelque cultures céréalières saisonnières ce qui est un inconvénient pour la stabilité des versant du bassin ainsi que la augmentation du charriage des matériaux dans la cuvette de la future retenue.

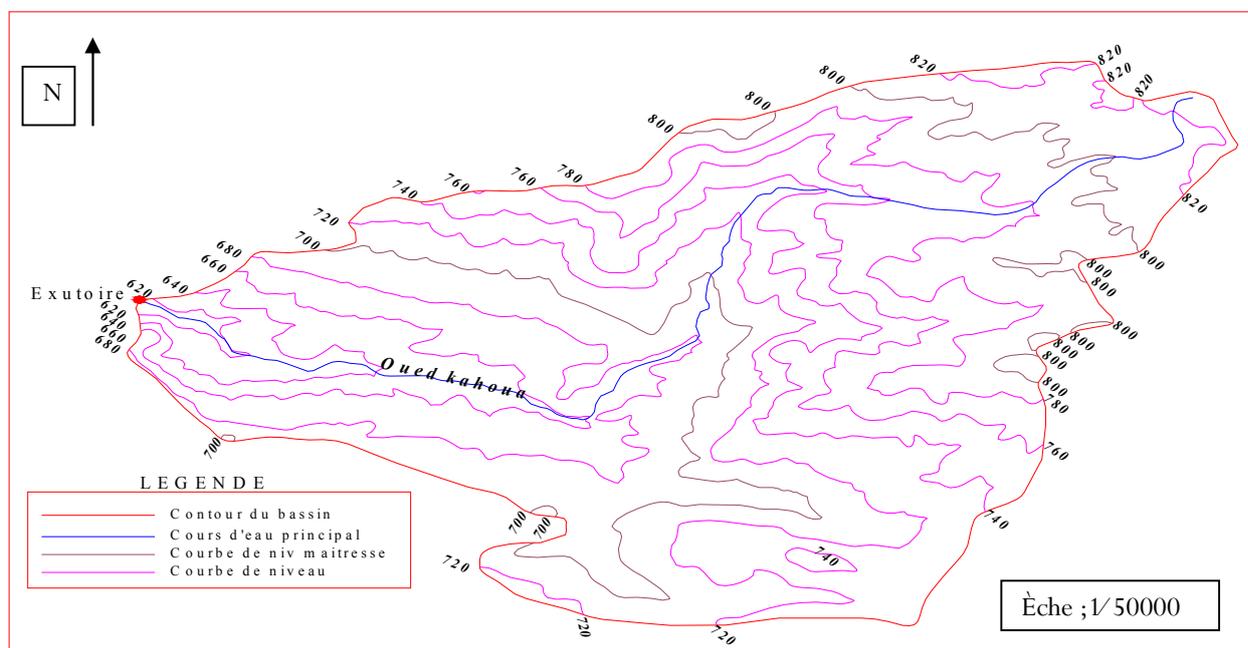


Fig-III- 1 : Délimitation du bassin versant de l'Oued kahoua

III-2-1- Paramètres géométriques :**a) Superficie du bassin versant :**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimétrie (logiciel AUTOCAD 2004) et elle est de *à 15,64 Km²*.

b) Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle : *18,26 Km*.

c) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de : $L = 7.9\text{Km}$

III-2-2- Paramètres de forme :**a) Indice de compacité de Gravellius "KG» :**

Le contour d'un bassin versant enferme une superficie S, qui a une certaine forme, la quelle va avoir une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée, Un bassin longiligne ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme arrondie.

L'indice de compacité Kc caractérise ce phénomène, On compare le périmètre P du bassin versant à ce lui Par d'un cercle ayant la même surface.

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront court, Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_G = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P \text{ du cercle de superficie}} \longrightarrow \text{(III. 1)}$$

$$\text{On a: } A = \pi \cdot R^2 \longrightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

S: Superficie ou surface du bassin versant [Km²]

R: Rayon (Km)

Les dimensions sont tirées comme suit P : périmètre du bassin versant.

$$P = 2\pi R$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S} \pi$$

$$K_G = \frac{P}{P'} = 2\sqrt{S} \pi \longrightarrow k_G = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

A.N $k_G = 1.29$ donc $k_G > 1.128$ Notre bassin est alors allongé.

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \frac{L^2}{S} \longrightarrow$ (III. 2)

L : la longueur du talweg principal $L = 7.95$ Km

S : la superficie du bassin versant.

$$\text{AN: } c_a = \frac{7.9^2}{15.64} = 4.05 \quad \boxed{c_a = 4.05}$$

c) Rectangle equivalent: [B]

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

Le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre ;

Les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle ;

L'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

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

$S = L.l$ Où : L : longueur de rectangle équivalent.

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

$$k_G = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \longrightarrow p = k_G \frac{\sqrt{S}}{0.28} \longrightarrow$$
 (III.3)

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation : $X^2 - \frac{P}{2} \cdot X + A = 0$

$$\text{donc } L_r = \frac{Kc\sqrt{S_{BV}}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \longrightarrow \text{(III.4)}$$

AN ; Après calculs, les résultats obtenus sont :

Longueur = 6.74 Km et largeur = 2.31Km.

III-2-3- Paramètres du relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation, c'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

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

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

III-2-3-1 Courbe hypsométrique :

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

Cette courbe est obtenue en portant :

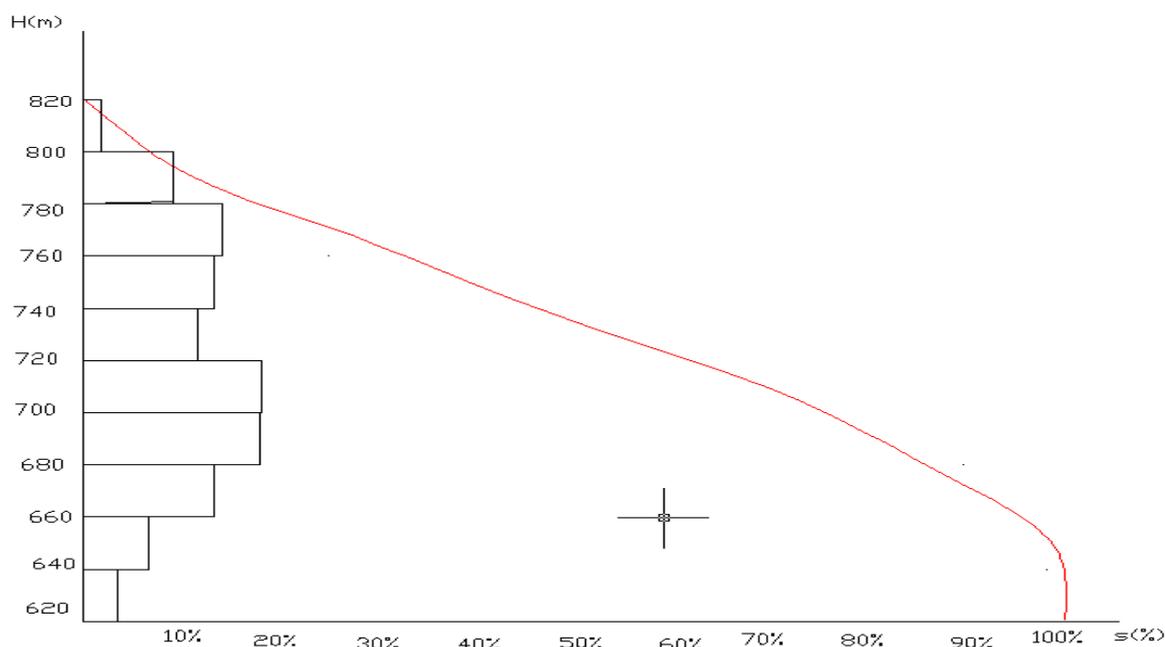
En abscisses, l'altitude considérée ;

En ordonnées, la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une côte au moins égale à cette altitude.

La courbe hypsométrique est donnée dans la figure N° III/-02

Tableau III-01 : Surfaces par tranche d'altitudes

H(m)	S (k n ²)	S(%)	Surfaces cumulées S(%)
825-820	0.2275	1.454	1.45426
820-800	1.1373	7.269	8.72386
800-780	1.764	11.275	19.99937
780-760	1.919	12.2266	32.26553
760-740	1.6502	10.548	42.81358
740-720	1.4403	9.206	52.01995
720-700	2.2649	14.477	66.49715
700-680	2.237	14.298	80.79602
680-660	1.6521	10.560	91.35621
660-640	0.8301	5.305	96.66220
640-620	0.4112	2.6228	99.29058
totale		100	100

**Fig.-III-02** : Courbe hypsométrique.**III-2-3-2 Altitude moyenne du bassin versant :**

Celle-ci est donnée par deux procédés :

- **Graphiquement :**

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

L'altitude de médiane. **H50%** = 744 m.

▪ **Analytiquement**

$$H_m \text{ o } \bar{y} = \frac{\sum_0^1 S_i * H_i}{S_i} \longrightarrow \text{(III. 5)}$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km²)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

D'après le calcul on trouve $H_{moy} = 740m$

III-2-3-3- Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5 L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5 L_n)}{S} \longrightarrow \text{(III.6)}$$

I_m : pente moyenne [m/km],

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 .L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III-02 : La pente moyenne du bassin versant.

ALTITUDE(m)	$\Delta H(m)$	Longueur (km)
825-820	5	0.4
820-800	20	3.59
800-780	20	6.2
780-760	20	10.99
760-740	20	14.99
740-720	20	13.42
720-700	20	11.17
700-680	20	11.7
680-660	20	8.3
660-640	20	5.57
640-620	20	2.8

A.N : La pente moyenne de bassin est : $I_m = 1.5\%$

III-2-3-4 Indices de pente :**a-Indice de pente globale I_g :**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95%

de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{Avec : } L : \text{ longueur du talweg principal (L=7.9km).}$$

$$A V E C \quad H_{5\%} = 810m \quad E T \quad H_{95\%} = 640m$$

$$A.N ; \quad I_g = 2.15\%$$

$I_g = 2.15\%$

Tableau III-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < I_g$

$I_g = 0.0215$; Donc le relief est Faible

b-Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{H_{m a \bar{x}} - H_{m i \bar{n}}}{L} \quad \longrightarrow \quad (III. 7)$$

Avec : L : longueur du talweg principal

$$H_{m a \bar{x}} = 825m$$

$$H_{m i \bar{n}} = 620m$$

$$A.N ; \quad I_{pm} = 1.58\%$$

c-Indice de pente M.ROCHE 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 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . il est

donné par la formule suivante $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$ (III.8)

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.04: récapitulatif des calculs

H(m)	$\Delta H(m)$	$S (k n^2)$	$S(\%)$	$\sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$
825-820	5	0.2275	1.454	2.69
820-800	20	1.1373	7.269	12.05
800-780	20	1.764	11.275	15.01
780-760	20	1.919	12.2266	15.63
760-740	20	1.6502	10.548	14.51
740-720	20	1.4403	9.206	13.56
720-700	20	2.2649	14.477	17.01
700-680	20	2.237	14.298	16.9
680-660	20	1.6521	10.560	14.49
660-640	20	0.8301	5.305	10.29
640-620	20	0.4112	2.6228	7.23
620-618	2	0.11	0.070318	0.374
			totale	139.73

D'après les calculs on trouve $I_p = 1.69 \%$

III-3- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :**III-3-1-le réseau hydrographique :**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

Dans notre bassin versant de l'oued kahoua, le cours d'eau principal est de l'ordre 4. Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure N°III/-03

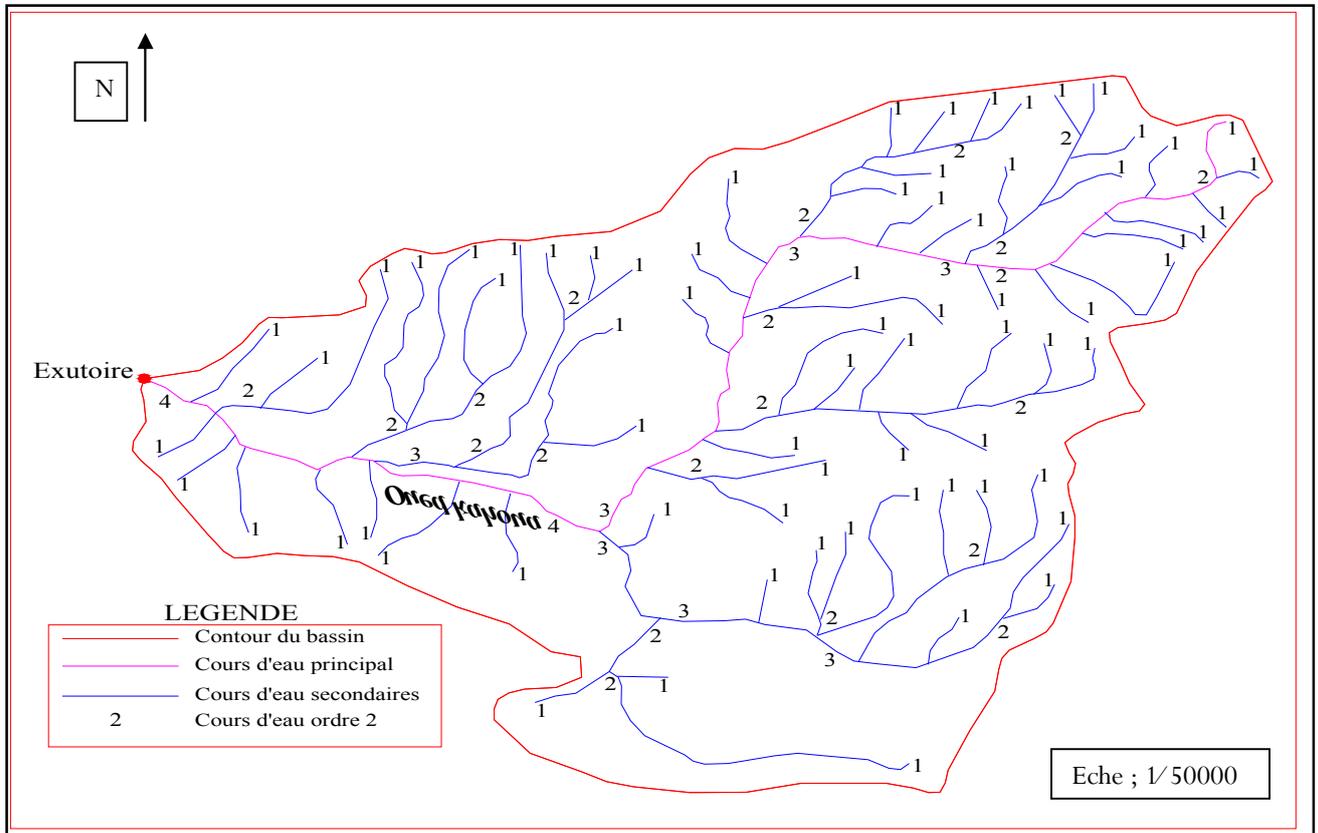


Fig. III.3: Classification de schum

III-3-2- Temps de concentration :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloigné.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, nous nous proposons d'adopter la Formule de GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

▪ Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_T}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \longrightarrow \text{(III.9)}$$

S: surface du bassin versant en (Km²).

Lp: longueur du talweg principale en (Km).

Hmoy, Hmin : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

AN ; $T_c=4.32$ Heure

$$T_c=4.32 \text{ Heure}$$

III-3-3- Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$v_r = \frac{L_p}{T_c} \quad k \text{ m / h} \quad \longrightarrow \quad \text{(III.10)}$$

L_p : longueur du talweg principale. $L_p=7.9$ km

T_c : temps de concentration $T_c = 4.32$ heure

AN ; $v_r=1.82$ km/h

$$v_r=1.82 \text{ km/h}$$

III-3-4- La densité de drainage :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad \longrightarrow \quad \text{(III.11)}$$

$\sum L_i$: Longueur total des talwegs d'ordre i en Km ; $\sum L_i = 58$ km

S : surface du bassin versant en (Km²) $S=15.64$ km²

AN ; $D_d=3.7$ km/ km² \longrightarrow $D_d=3.7$ km/ km²

III-3-5- Le coefficient de torrentialité Ct :

Le coefficient de torrentialité Ct est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d * F$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

Où F_1 est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale

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

$$N=71$$

AN ; Ct=16.72

Tableau III 5: Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Coordonnées	Abscisse	X	Km	553.743
	Ordonnée	Y	Km	4020.980
Superficie		S	Km ²	15.64
Périmètre		P	Km	18.26
Longueur du thalweg principal		L	Km	7.9
Pente du thalweg principal		I	%	1.208
Indice de compacité		KC	-	1.29
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.05
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	6.76
	largeur	lr	Km	2.32
Altitudes	maximale	Hmax	m	825
	moyenne	Hmoy	m	722.5
	médiane	Hmed	m	744
	minimale	Hmin	m	620
Pente moyenne de B.V		Im	%	11.15
Indice de pente globale		Ig	%	2.15
Indice de pente moyenne		Im	%	1.58
Indice de pente de M Roche		Ip	%	1.69
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	3.7
Coefficient de torrencialité		Ct	-	16.72
Temps de concentration		Tc	h	4.32
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	1.82

III-4- Caractéristiques climatiques :

La wilaya de Bouira est située dans le bassin méditerranéen est subit des influences du climat méditerranéen par le nord et celle du climat sceptique provenant du sud, Ces Caractéristiques climatiques sont observées à la station météorologique de Bouira.

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

III-4-1-Evaporation:

L'évaporation est l'une des caractéristiques climatiques les plus importantes dans le cycle hydrologique. Ce phénomène permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, des lacs ainsi que les végétaux (évapotranspiration), provoqué par le déficit d'humidité dans l'air ambiant.

Cette fonction constitue une perte directe à partir des écoulements et des plans d'eau.

En Algérie, la hauteur d'eau évaporée annuellement par une surface d'eau est presque toujours supérieure à la quantité de précipitation sur la même surface.

Des mesures d'évaporations (en mm) sont effectuées régulièrement à la station météorologique de Bouira, sur piche. Les valeurs moyennes mensuelles observées sur piche pour la période 1989 -2001 sont dans le tableau suivant.

Tableau III-6: Répartition de l'évaporation moyenne (mm)

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil.	aout	Moy.an
Eva (mm)	206	129	64.8	67.8	58.5	67	67	90.4	113	162	202	273	1500
Eva (%)	13.76	8.6	4.32	4.52	3.9	4.47	6.03	7.53	10.8	13.46	13.46	18.2	100

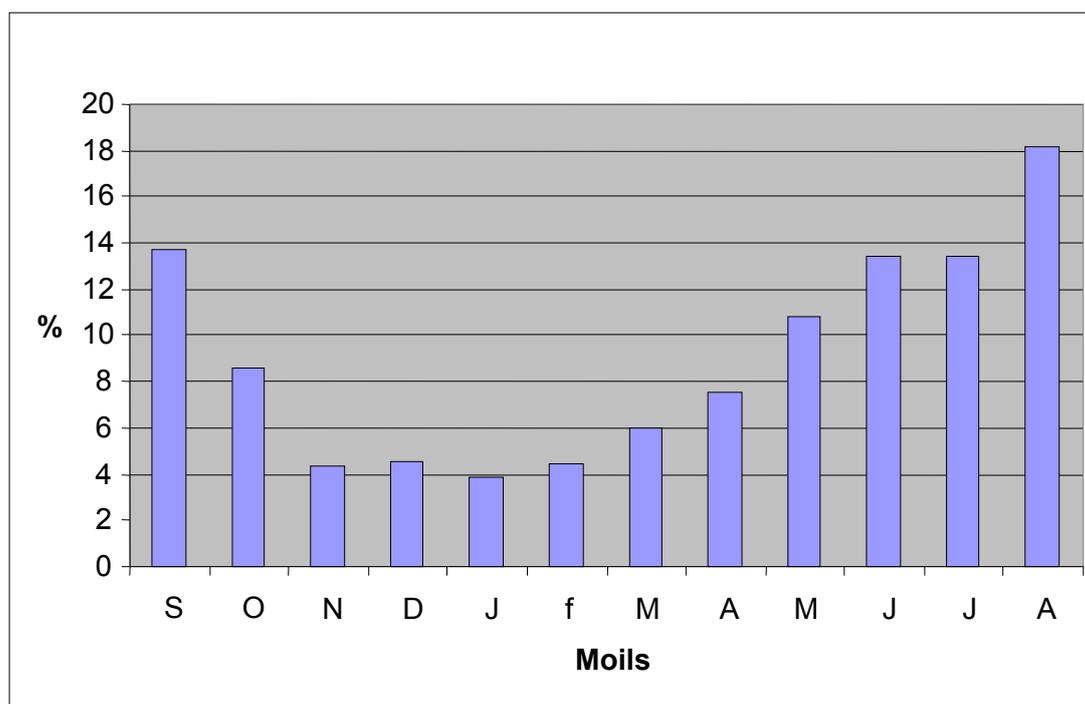


Fig. III-4: répartition mensuelle de l'évaporation.

III-4-2- Température:

La température est l'un des principaux facteurs conditionnant le partage des masses d'eaux atmosphériques, elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau qui alimente les précipitations.

Le régime des températures se caractérise par un été chaud et un hiver relativement doux. La température moyenne de l'air varie de 8.1 °C à 27.5 °C.

Nous disposons d'une série de relevés moyens, maximaux et minimaux sous abri sur la période 1989-2001.

Tableau III-7: Répartition mensuelle des températures moyennes en °C

Mois	Jan	Fe	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oc	Nov	De	ANN
Minimal	6.4	6.9	10.3	10.9	13.8	19	24.3	25.3	20.2	15.5	11.2	6.7	14.2
Maximal	10.9	12.2	15.1	14.9	21.4	25.1	28.3	30.2	25.4	21.6	13.5	11.3	19.1
Moyennes Mensuelles	8.1	9.1	11.1	13.2	18	23.1	26.5	27.1	22.7	17.8	12.4	9.1	16.5

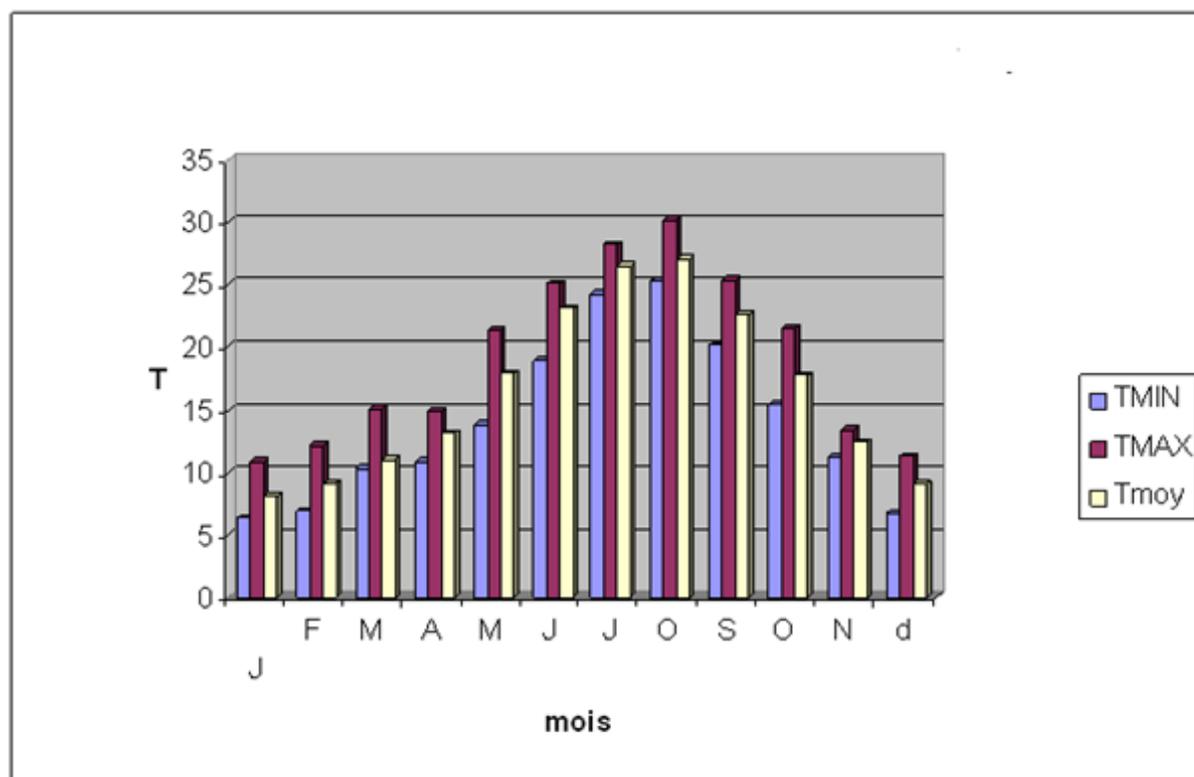


Fig. III- 5: Répartition mensuelle de la température

III-4-3- Humidité relative:

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau III-8: Répartition de l'humidité relative (%) (Période 1994-2001)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	année
H%	58	69	72	75	76	73	76	70	69	64	62	49	68

III-4-4-Vitesse de vent:

Tableau III-9: Répartition des vitesses des vents (m/s) (période de 1994-2001)

Mois	jan	fev	amr	avr	mai	juin	juil.	aout	sept	oct	nov	dec	ANN
Vmoy (m/s)	3.8	2.5	4.7	5.5	3.8	5.2	4.3	3.8	4.5	4.9	3.8	5.0	4.3
Vmax (m/s)	25	20	26	38	28	33	21	29	34	30	27	36	29

La vitesse est relativement faible et homogène durant toute l'année. La moyenne annuelle est de 4.3 m/s. Les vents les plus dominants sont de direction Ouest Est en hiver et d'Ouest en été.

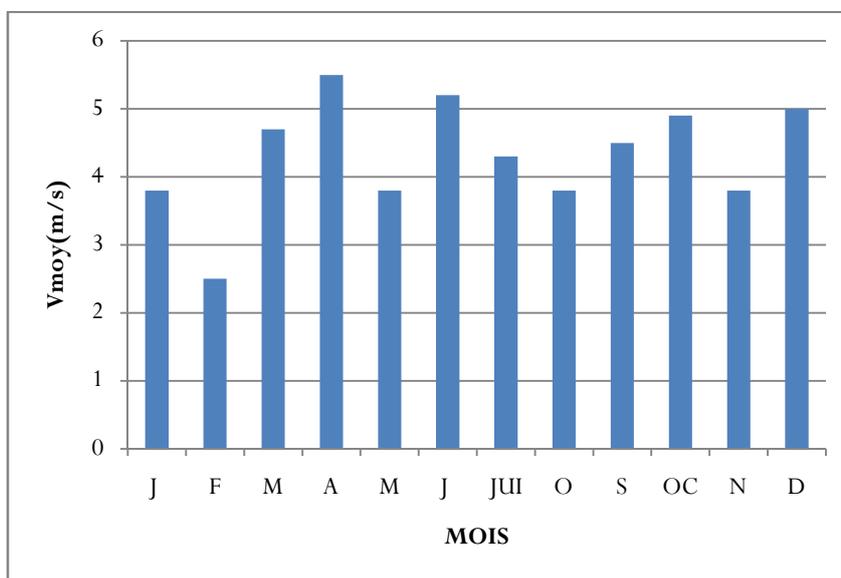


Fig. III.6: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents

III-4-5-Pluviométrie:

Nous utiliserons les données de précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude, comme notre bassin versant est dépourvue de stations pluviométriques, nous utiliserons la station de khabouzia La station disponible au voisinage du bassin et la plus proches du site est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III-10- Station pluviométrique.

STATION	CODE	SOURS	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X(km)	Y(km)	Z(m)		
khabouzia	09041	A.N.R.H	519.15	334.35	882	1969-2009	41

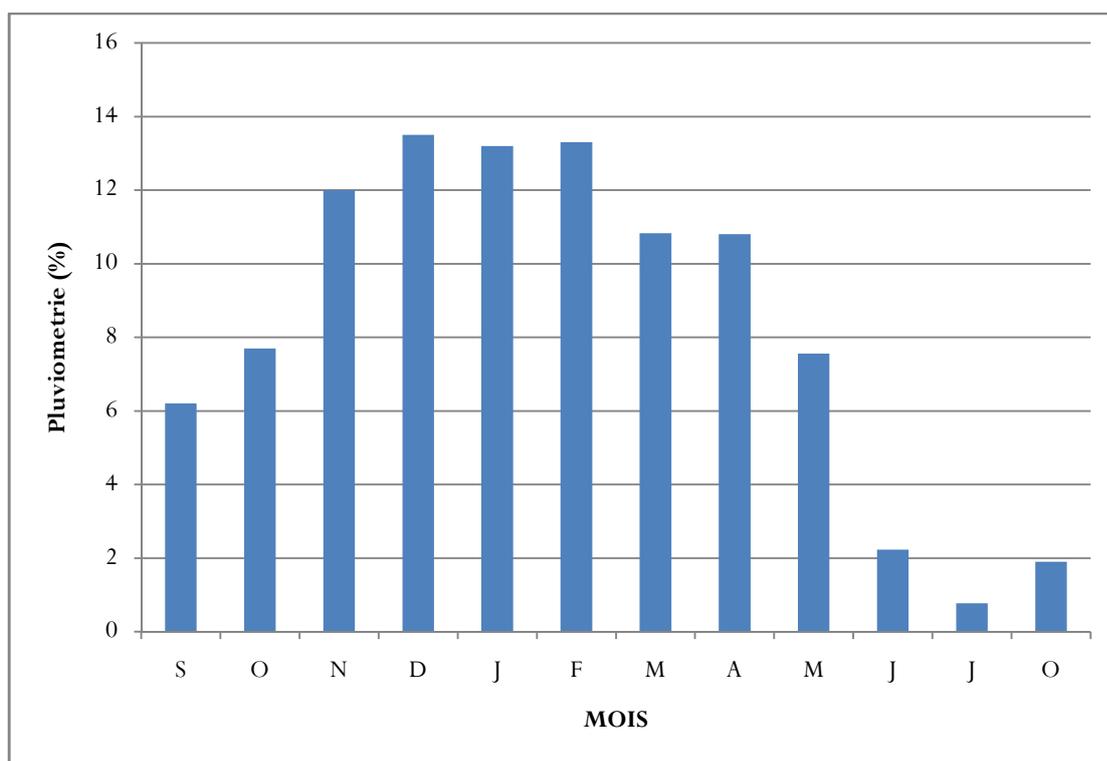
III-4-5-1-Pluie moyenne annuelle :

Le tableau III.11 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau III-11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	sep	oct.	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Pluviométrie(mm)	25.6	31.7	50.5	55.4	54.65	54.7	44.74	44.7	31.25	9.2	3.2	7.9
Pluviométrie (%)	6.2	7.7	12	13.5	13.2	13.3	10.83	10.8	7.56	2.23	0.77	1.9

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH

**Fig. III.7.**répartition des pluies mensuelle moyenne**III -4-5-2-Analyse statistique des pluies maximales journalières :**

L'estimation des pluies journalières qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une

loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

▪ **Choix de la loi d'ajustement :**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

▪ **Les lois d'ajustement choisies sont :**

- 1)-la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)-la loi de GALTON (log-normal).
- 3)-la loi de GUMBEL

▪ **Ajustement des pluies maximales journalières:**

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel «HYFRAN », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les trois lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

La série est homogène, l'ajustement est satisfaisant ; car d'après le test d'adéquation on a :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

-Caractéristiques de la série avec N=41ans

La moyenne des $P_{max j}$ en (mm) = 43.03mm

L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » = 18.7

Coefficient de variation « C_v » = 0.437

Coefficient d'asymétrie (C_s) = 1.14

L'exposant climatique $b = 0.34$

A -Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'équation de droite de Gumbel $P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \longrightarrow$ (III.13)

y : variable de la droite de Gumbel :

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

Ou : $F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \longrightarrow$ (III.14)

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

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

-Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

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

Gumbel (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 41

Paramètres

$$U = 34.309124$$

$$\alpha = 14.549489$$

-Quantiles

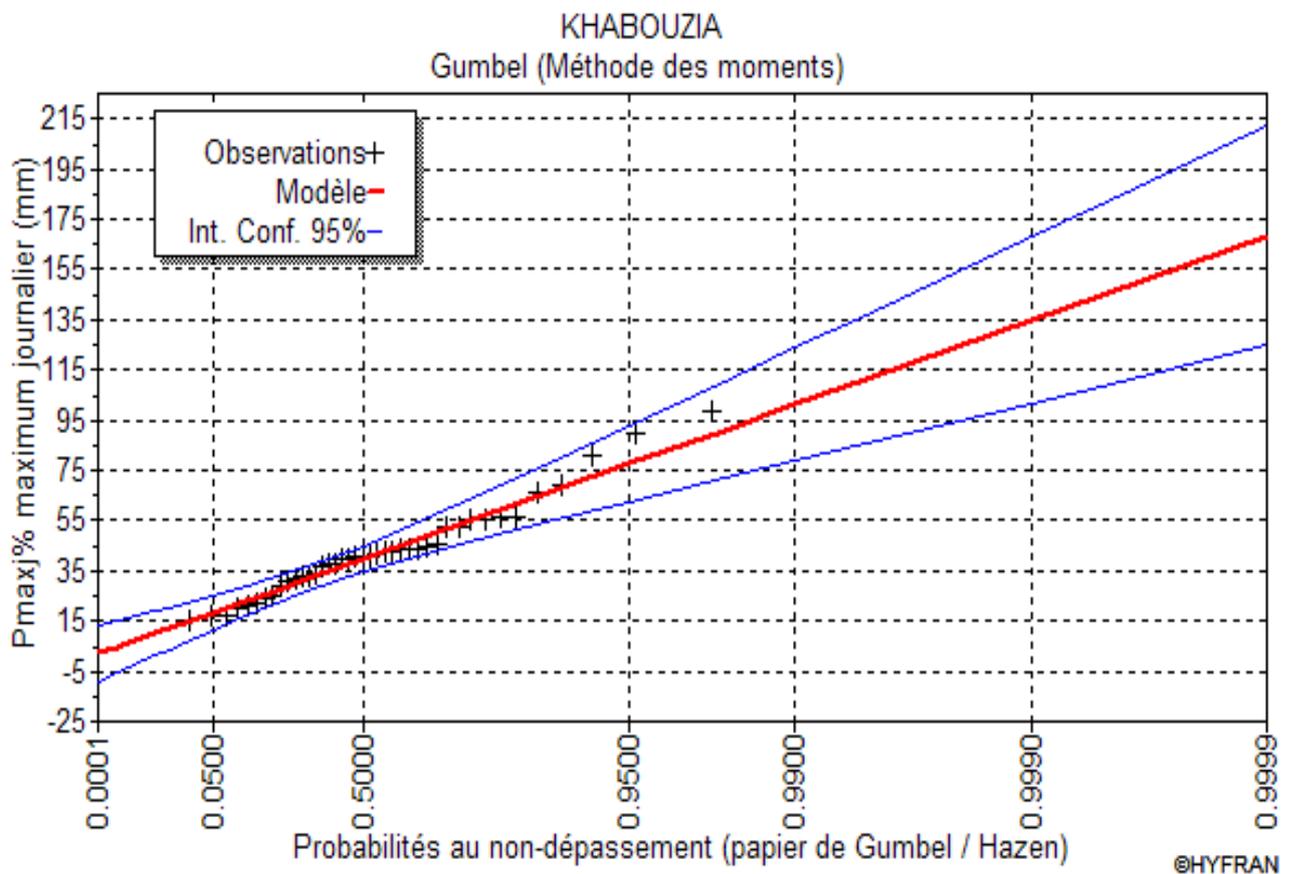
$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

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

D'après l'ajustement par logiciel «hyran » on trouve

Tableau III.12: Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour(ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	135	16.8	102-110
200	0.995	111	13.1	85.8-137
100	0.99	101	11.4	78.8-124
50	0.98	91.1	7.82	71.8-110
20	0.95	77.5	7.69	62.5-92.6
10	0.90	67.1	6.08	55.1-79
5	0.8	56.1	4.5	47.3-65
3	0.66	47.4	3.4	40.8-59.1
2	0.5	39.6	2.67	34.4-44.9

**FIG.III.8.**Ajustement a une loi de Gumbel

Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

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

Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 12.27 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant

p-valuep =0.313

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2} \pi} \int_{-\infty}^u e^{-0.5 u^2} du \longrightarrow \quad (III.15)$$

(Fréquence au non dépassement)

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

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

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

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 41

U= 42.7073

$\sigma = 18.6604$

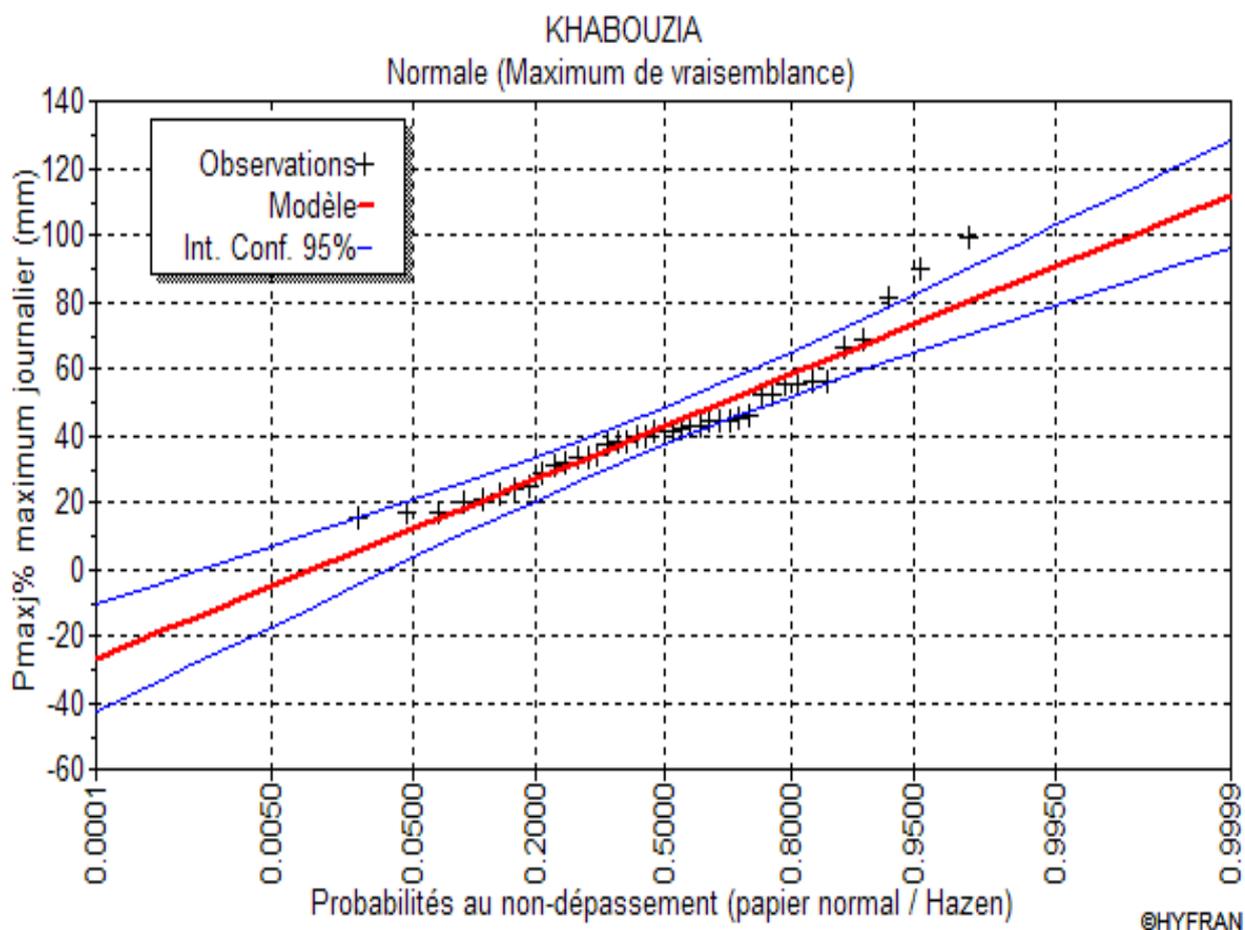
-Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Tableau III.13: Résultat de l'ajustement a la loi normal

Période de retour(ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	100	7.08	86.5-114
200	0.995	90.8	6.11	78.8-103
100	0.99	86.1	5.66	75-97.2
50	0.98	81	5.18	70.9-91.2
20	0.95	73.4	4.5	64.6-82.2
10	0.90	66.6	3.46	58.9-74.4
5	0.8	58.4	3.4	51.7-65.1
3	0.66	50.7	3.05	44.8-56.7
2	0.5	42.7	2.91	37-48.4

**FIG III.9.** Ajustement a une loi normale

Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi normal

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

Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 6.05 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant

p-valuep =0.303

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

c- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

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

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-0.5^2 u^2} du \longrightarrow \text{(III.16)}$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma}$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante

$$\text{Log } x \text{ (p \%)} = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u \text{ (p \%)}$$

$$\text{Log}(X) = \frac{\sum_1^N \text{Log } x}{N} \longrightarrow \text{(III.17)}$$

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

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations:41

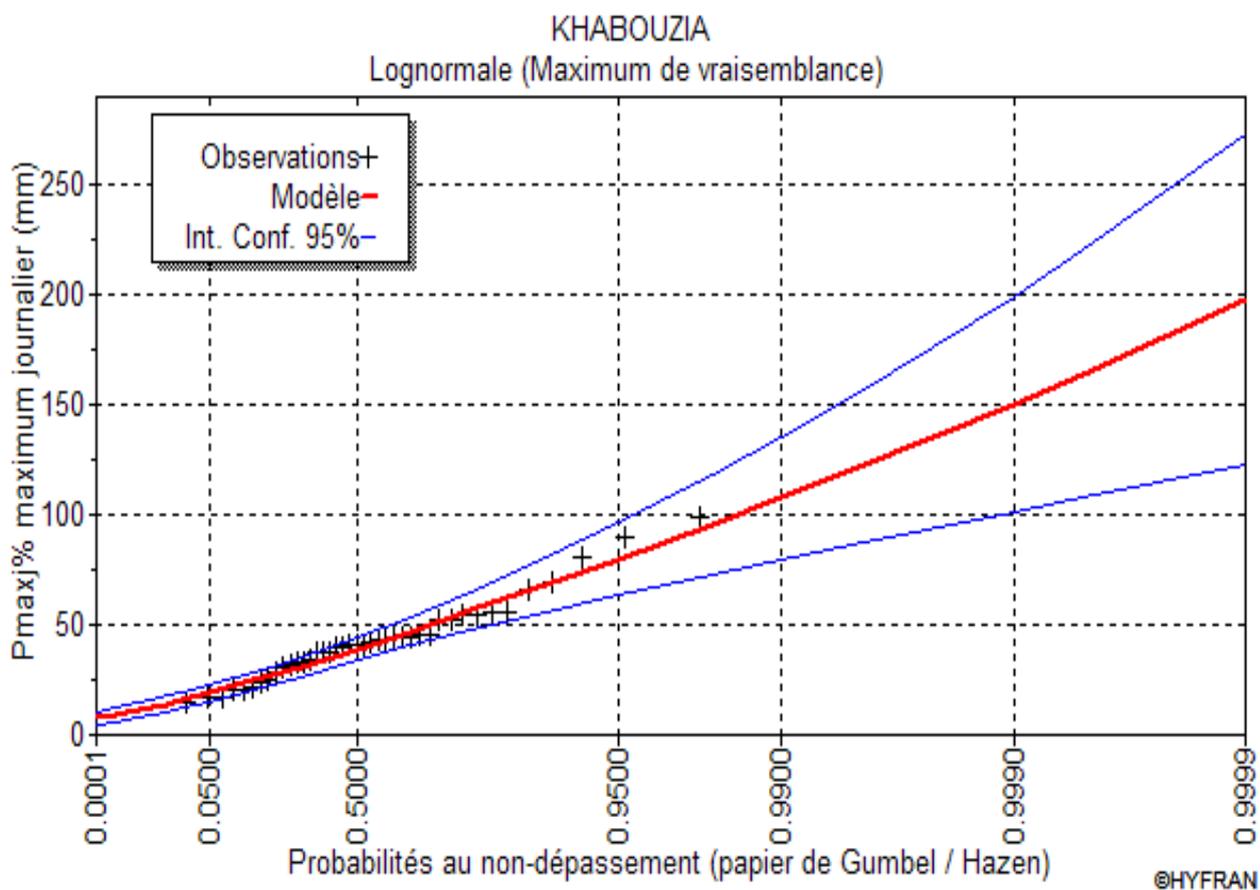
-Quantiles :

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

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

Tableau III.14 : Résultat de l'ajustement a loi log normal

Période de retour(ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	151	24.9	102-199
200	0.995	120	17.2	86.5-154
100	0.99	108	14.3	79.8-136
50	0.98	95.7	11.6	72.4-118
20	0.95	80	8.44	63.5-96.6
10	0.90	68.3	6.32	55.9-80.7
5	0.8	56.3	4.49	47.5-65.1
3	0.66	47.1	3.36	40.5-53.7
2	0.5	39	2.66	33.8-44.2

**FIG III.10.** Ajustement a une loi de log normal

Test d'adéquation : Test du Khi Carré.

- Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une log normal

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une log normal

Résultats :

Résultats de la statistique : $P(X^2) = 10.32 \% > 5 \%$ donc l'ajustement est satisfaisant
p-valuep =0.06

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

- Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclue que les pluies maximales journalières suivent les lois Log normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Notre série d'observation s'ajuste mieux à la loi log normale, pour notre calcul des crues nous retiendrons les valeurs calculées par cette loi.

III-4-5-3- Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :

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

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \longrightarrow \text{(III.18)}$$

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (d'après la station $b = 0,34$).

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

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \longrightarrow \text{(III.19)}$$

I_0 : L'intensité de pluies exprime en mm/h

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-15:

Tableau III.15 : les précipitations des différent fréquence.

Frequence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct (mm)	It (mm/h)										
0.5	15.77	31.53	17.98	35.56	19.81	39.62	21.87	43.74	23.24	46.5	27	54
1	19.86	19.85	22.64	22.64	24.95	24.95	27.54	27.54	29.27	29.3	34	34
2	25.11	12.55	28.63	14.31	31.6	15.78	34.83	17.41	37	18.5	43	21.5
3	28.6	9.53	32.6	10.8	35.9	11.9	39.69	13.23	42.1	14	49	16.3
6	36.2	6.07	41.55	6.92	45.5	7.58	50.54	8.42	53.73	8.95	62.4	10.4
9	41.47	4.6	47.28	5.25	52.1	5.78	57.5	6.39	61.1	6.79	71	7.88
12	46	3.84	52.6	4.38	57.48	4.83	63.99	5.33	68	5.66	79	6.58
15	49.64	3.3	56.6	3.7	62.3	4.15	68.8	4.59	73.1	4.87	85	5.66
18	52.56	2.92	59.94	3.33	66	3.66	72.9	4.05	77.99	4.3	90	5
21	55.4	2.64	63.2	3	69.7	3.32	76.9	3.66	81.7	3.89	95	4.52
24	58.4	2.43	66.6	2.77	73.4	3.05	81	3.37	86.1	3.58	100	4.1

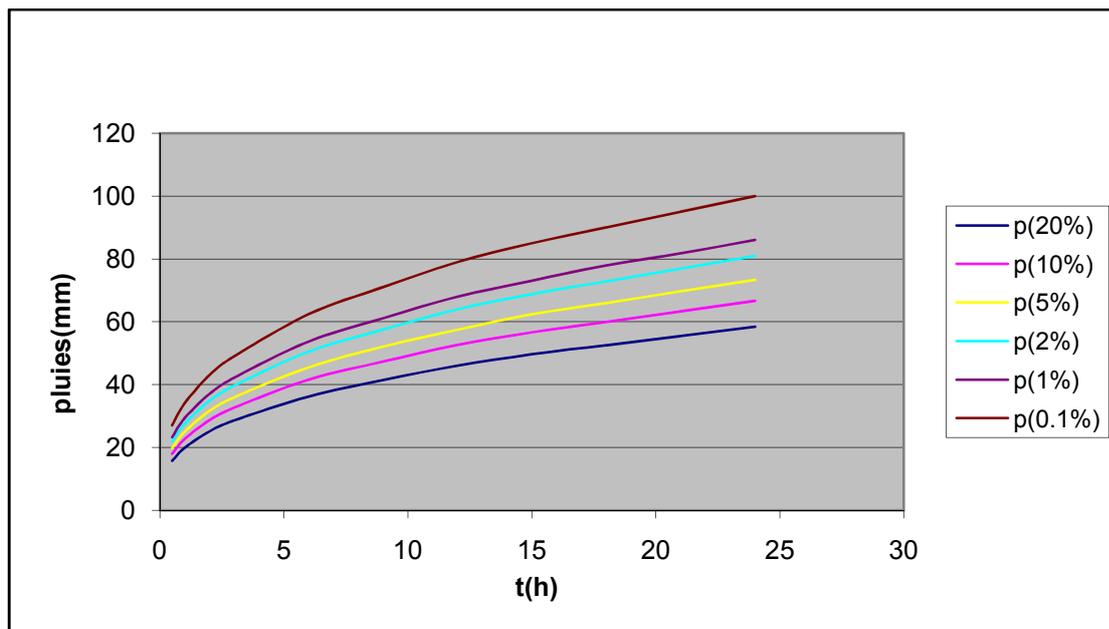


Fig.III.11. Courbes des pluies à courtes durées

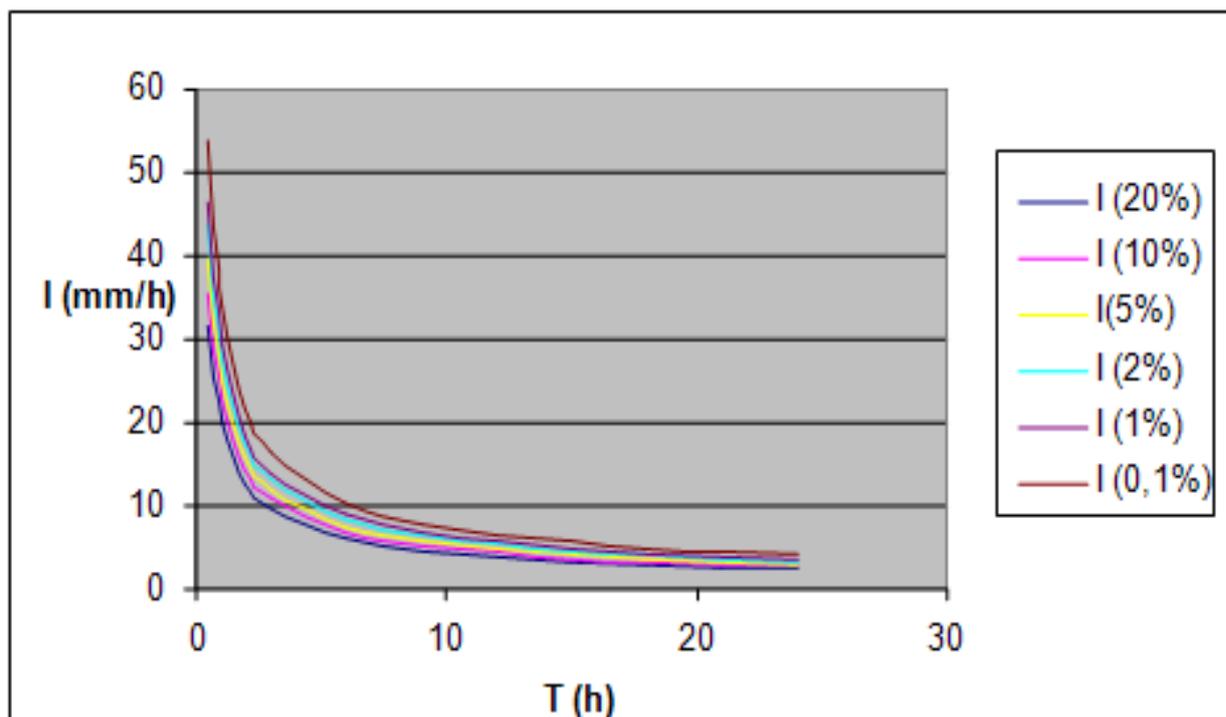


FIG .12.courbes des intensité durée fréquence

III-5- Evaluation des apports liquides :

III.5.1 Apports liquides :

L'oued kahoua étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau

d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

III-5-1.1. Apports moyens interannuels :

A) Formule de l'ANRH :

On a

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{(III.20)}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

B) Formule de MEDINGUER :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots \text{(III.21)}$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

$$A_0 = L_e S$$

S : Superficie du bassin versant [Km²].

C) Formule de TURC :

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots \text{(III.22)}$$

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

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right) \dots\dots\dots \text{(III.23)}$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

D) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.24)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

E) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots (III.25)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

f) Formule de Deri II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.26)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.16.

Tableau III.16 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A_0 (M m³)
ANRH	0.841
MEDINGUER	0.355
TURC	1.029
SAMIE	0.79
Mallet – Gauthier	0.238
Deri II	0.93

Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a

choisit celle qui est la plus commode donc on adopte $A_0 = 0.79 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de SAMIE qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs

III-5-2- Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{III.27}$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

AN ;

$M_e = 25 \text{ l/s}$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{III.37}$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN ;

$M_0 = 1.6 \text{ l/s/km}^2$

c) Lame d'eau écoulée :

$$\text{On a : } L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{III.28}$$

S : Superficie du bassin.

AN ;

$L_e = 50 \text{ mm}$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{III.29}$$

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

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

AN ;

$C_e = 0.013$

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 :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{III.30}$$

Avec :

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

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

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log (1,6) = 0,97$$

$$C_v = 0,72 - 0,063 \log (15,64 + 1) = 0,64$$

$C_v = 0,64$

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHO**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots \text{III.31}$$

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

A.N:

$$C_v = \frac{0,7}{0,22^{0,127}} = 0,58$$

$C_v = 0,74$

- **Formule de L'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \dots\dots\dots \text{III.32}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN:

$$C_v = \frac{0,7}{(15,64 + 1000)^{0,097}} = 0,36$$

$C_v = 0,36$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots \text{III.33}$$

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

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$C_v = 0.61$

Tableau III.17 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0.64
OURKGUIPROVODKHOZ	0.74
L'ANTONOV	0,36
KRISTEKLY MENKEL	0.61

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc $C_v = 0.64$

- **Irrégularité des apports :**

1-Estimation fréquentielle des apports :

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

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(C_v + 1)}}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation

$$A\% = \frac{0.79}{\sqrt{0.64^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(0.64+1)}} = 0.665 e^{0.38 * u}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.18.

Tableau III.18 : l'Apport fréquentielle

Période de retour (an)	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	98	99	9.99
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm ³)	0.441	1.25	1.819	2.07	3.02

2- Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on à donc

Tableau III.19: Répartition mensuelle des apports

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	TOT
A_{80%}	0.025	0.04	0.05	0.06	0.057	0.059	0.059	0.05	0.046	0.03	0.003	0.008	0.487

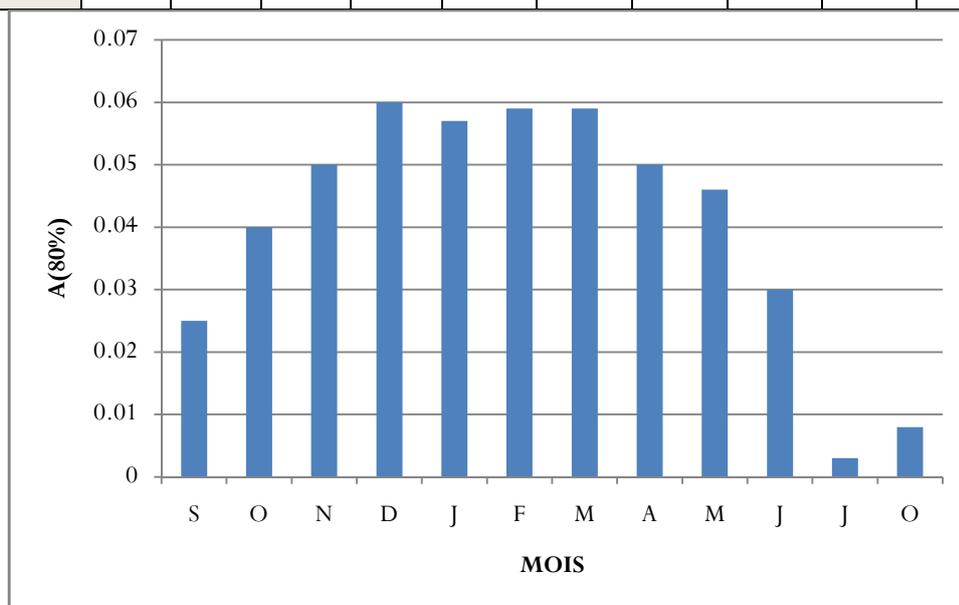


Fig.III.13.repartition mensuelle des apports.

III.5.3. Apports solides et l'estimation du volume mort ;

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie .

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement
En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1) \frac{Q_s T}{\delta_s}$$

$$\text{Avec } Q_s = a \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots (III-34)$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 15ans]

α : Caractéristique de perméabilité

Tableau III.20 : 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

$$AN; Q_s = 75 * 50^{0.15} * 15.64 = 2109.3 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1.1 * \frac{2109.3 * 10}{1.6} = 13183 \text{ m}^3$$

$$V_m = 13183 \text{ m}^3$$

B) FORMULE DE SOGREAH :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{Q_s T}{\delta_s} \\ A_s = \alpha \cdot P^{0.15} \cdot S \dots \dots \dots \text{ (III-35)}$$

Avec :

A_s : apport solide moyen annuel en suspension (t /An).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 75$).

T : temps d'exploitation [T = 10 ans]

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$$AN; Q_s = 75 * 409^{0.15} * 15.64 = 2891 \text{ t/an}$$

$$V_m = \frac{2891 * 10}{1.6} = 18069 \text{ m}^3$$

$$V_m = 18069 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.21.

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³ /an)
TIXERONT	13183
SOGREAH	18069

Le volume mort est la moyenne $V_m = 15626 \text{ m}^3$

$$V_m = 15626 \text{ m}^3$$

III-6- Etude des crues :

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

III-6-1- Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques:

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\text{max},p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots \text{III.} \quad (35)$$

$Q_{\text{max},p\%}$: 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].

$$Q_{max,p\%} = \frac{2.2 \cdot 10^{(1g + 2.5 \cdot 0.4 \cdot 0.9 \cdot 6 \sqrt{1 + 4 \log T - \log 15.64})}}{\sqrt{7.96}} = 23.28 \sqrt{-0.19 + 4 \log T} \dots\dots III.(36)$$

Le Tableau III.22 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.22: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Q _{max} (m ³ /s)	80	65	59.83	52.129	45.44	37.58

B) Formule de SOKOLOVSKY :

On a : $Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots III.37$

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

Tableau III.23 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	5	10	20	50	100	1000
α	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65

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

Tableau III.24: valeur de γ en fonction de bassin versant.

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

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 15,3}{2,4} = 2,14 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

$$Q_{\max\%} = \frac{0,28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 15,3 \cdot 1,2}{2,4} = 2,18 (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.25.

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0.1%
P_{ct} (mm)	28.69	32.63	35.96	39.69	42.18	49
$\alpha_{p\%}$	0.60	0.61	0.62	0,63	0.64	0.65
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	28.37	34	39	45	49	59.5

C) Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots \text{III.38}$$

$P_{\max p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 750$]

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

A.N :

$$Q_{\max\%} = \frac{7.50 \cdot 1.6 \cdot 6.4}{7.96} P_{\max j\%} = 1567.83 P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.26.

Tableau III.26 : récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$P_{\max j\%}$ (mm)	58.4	66.6	73.4	81	86.1	100
Q_{\max} (m ³ /s)	91.09	104.5	115	126.99	134.99	156.78

D) Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots \text{III.39}$$

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 temps de concentration [mm/h].

Tableau III.27 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0,60	0,65	0,70	0,80
I_{tc} (mm/h)	9.53	10.87	11.98	13.23	14	16.6
Q_{\max} (m ³ /s)	16.56	25.97	31.22	37.36	42.57	57.69

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.28.

Tableau III.28 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q 20% (m ³ /s)	Q 10% (m ³ /s)	Q 5% (m ³ /s)	Q 2% (m ³ /s)	Q 1% (m ³ /s)	Q 0.1% (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	37.58	45.44	52.12	59.83	65	80
Sokolovsky	28.37	34	39	45	49	59.5
Possenti	91	104.5	115	126.99	134.99	156.78
Terraza	16.56	25.97	31.22	37.36	42.57	57.69
Moyenne	43.37	52.47	59.33	67.29	72.89	88.49

III-6-2- Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski :

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (III-40)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots (III-41)$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ; Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s)

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; t_d : temps de la décrue en heures

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y: Puissance des courbes ;

$X=2$ pour la montée de la crue ; $y=3$ pour la décrue. Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$$t_d = \delta t_m ;$$

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

Tableau III.29 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendus.	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2.5$

A.N :

$$t_d = \delta t_m = 2.5 * 3 = 7.5 \text{heurs}$$

$$t_b = t_m + t_d = 10.5 \text{h}$$

- Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{3} \right)^2$$

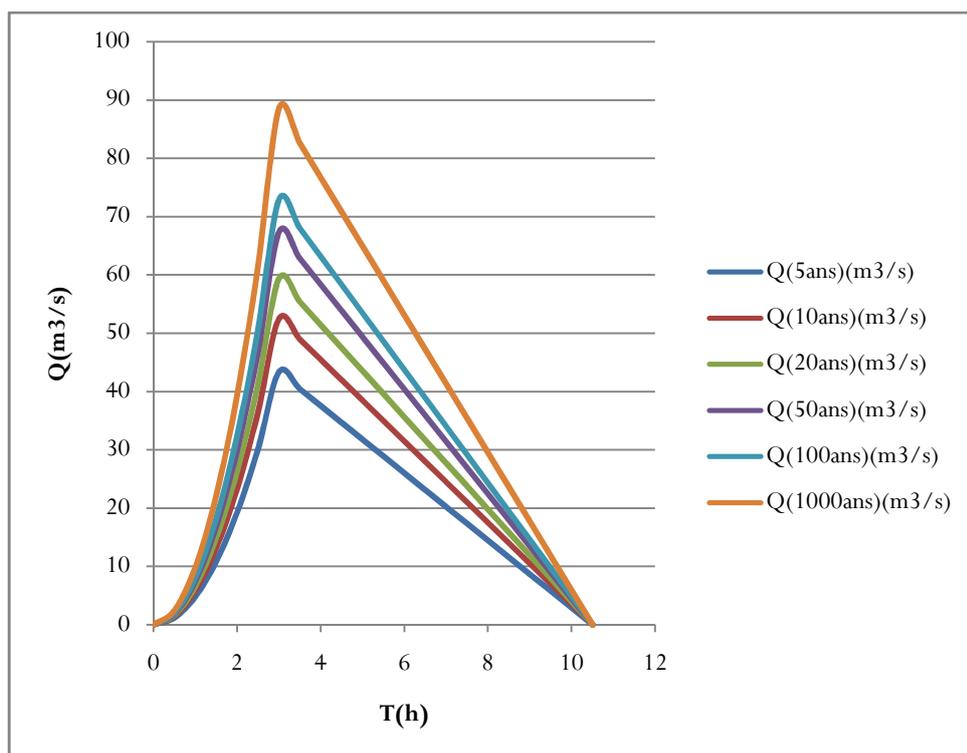
- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{7.5 - t}{7.5} \right)^2$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableaux suivant.

Tableau N°III.30 : récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme du crue

temps (h)	Débits de crues des périodes de retour					
	Q (5ans)	Q (10 ans)	Q(20 ans)	Q(50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000ans)
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0	0	0	0	0	0	0
0,5	1,20	1,4575	1,64	1,86	2,02	2,458
1	4,81	5,83	6,59	7,47	8,098	9,83
1,5	10,84	13,1	14,83	16,8	18,222	22,12
2	19,27	23,32	26,36	29,9	32,39	39,32
2,5	30,11	36,4375	41,20	46,72	50,61	61,451
3	43,37	52,47	59,33	67,29	72,89	88,49
3,5	40,47	48,972	55,37	62,804	68,030	82,590
4	37,58	45,474	51,41	58,318	63,17	76,69
4,5	34,696	41,976	47,46	53,832	58,312	70,792
5	31,80	38,478	43,50	49,346	53,452	64,89
5,5	28,913	34,98	39,55	44,86	48,593	58,99
6	26,022	31,482	35,59	40,374	43,73	53,094
6,5	23,13	27,984	31,64	35,888	38,87	47,19
7	20,239	24,486	27,68	31,402	34,01	41,29
7,5	17,348	20,988	23,732	26,916	29,156	35,396
8	14,45	17,49	19,776	22,43	24,29	29,49
8,5	11,56	13,992	15,82	17,944	19,43	23,59
9	8,674	10,494	11,866	13,458	14,578	17,698
9,5	5,782	6,996	7,917	8,972	9,71	11,79
10	2,89	3,498	3,95	4,486	4,859	5,899
10,5	0	0	0	0	0	0



Fig, III,14, Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

III.6.3.Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable, la période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture), lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

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.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau N°III.31 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau N°III.32 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle–perméabilité...etc.)

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots (III-42)$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, et que le risque en aval est faible (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible (degré 01) et on opte pour la crue centennale .

D'où :

$$Q_{\text{crue projet}} = 72.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 10 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 52.47 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-7- Régularisation de l'écoulement :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.
- ◆ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ($A_{80\%}$ en M m^3).
- ◆ La consommation totale (M m^3).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue .

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

III-7-1-Répartition des besoins :

La surface irrigable est prise égale 40ha et la dotatipion d'irrigation est de $5000 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$.

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation donnée au tableau III.33

Tableau N°III.33 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
U _{80%} (%)	16	9	0	0	0	0	0	4	8	16	23	24
U _{80%} (Mm ³)	0.032	0.018	0	0	0	0	0	0.008	0.016	0.032	0.046	0.048

III-7-2- Courbes caractéristiques de la retenue :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots \dots \dots (III.43)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.34: Caractéristiques topographiques de la retenue :

COTE(m)	HAUTEUR(m)	S(m ²)	S _{moy} (m ²)	Δ H(m)	ΔV(m ³)	V _i (m ³)
594,5	0	0				0
595	0,5	506,13	253,0565	0,5	126,53	126,53
596	1,5	2293,04	1399,585	1	1399,585	1526,11
597	2,5	4851,83	3572,435	1	3572,435	5098,5525
598	3,5	9080,9	6966,365	1	6966,365	12064,91
599	4,5	14895,66	11988,28	1	11988,28	24053,1976
600	5,5	23477,95	19186,805	1	19186,805	43240,0025
601	6,5	35053,06	29265,505	1	29265,505	72505,5075
602	7,5	48013,53	41533,295	1	41533,295	114038,803
603	8,5	61730,47	54871,975	1	54871,975	168910,77
604	9,5	74558,52	68144,47	1	68144,47	237055,247
605	10,5	88259,95	81409,235	1	81409,235	318464,482
606	11,5	95671,55	95671,55	1	95671,55	414136,032

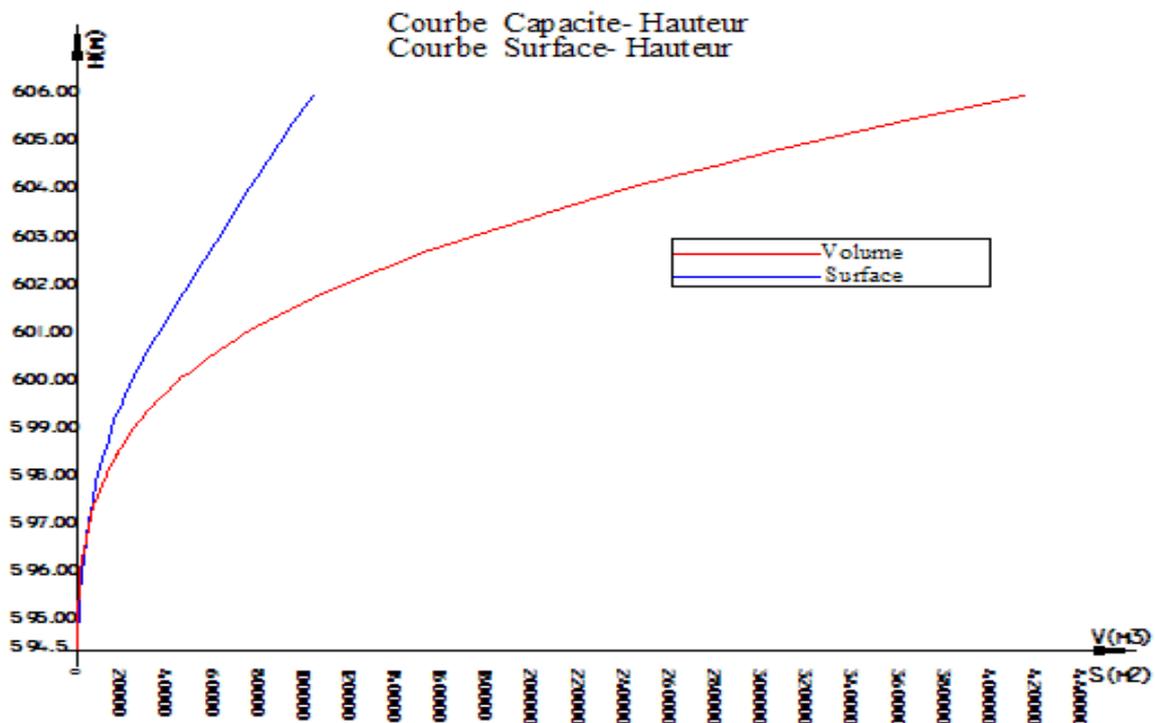


Fig.III.15 ; courbe de remplissage

III-7-3- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.35 et III.36

$$V_s = 0.379 \text{Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.095 \text{Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \longrightarrow V_U = V_d = 0.095 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.0156 + 0.095 = 0.1106 \text{ Mm}^3$

$$V_{NNR} = 0.1106 \text{ Mm}^3$$

Tableau N°III.35 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

MOIS	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	(A _{80%} - U _{80%})	1 ^{ère} consigné d'exploitaton		
				Vri(Mm ³)	Vrf(Mm ³)	S(Mm ³)
O	0,04	0,018	0,022	0,0156		
				0,0376	0,0376	
N	0,05	0	0,05	0,0876	0,0876	
				0,1106	0,1476	0,037
D	0,06	0	0,06	0,1106	0,1676	0,057
				0,1106	0,1696	0,059
J	0,057	0	0,057	0,1106	0,1696	0,059
				0,1106	0,1696	0,059
F	0,059	0	0,059	0,1106	0,1696	0,059
				0,1106	0,1696	0,059
M	0,059	0	0,059	0,1106	0,1696	0,059
				0,1106	0,1696	0,059
A	0,05	0,008	0,042	0,1106	0,1526	0,042
				0,1106	0,1526	0,042
M	0,046	0,016	0,03	0,1106	0,1406	0,03
				0,1106	0,1406	0,03
J	0,03	0,032	-0,002	0,1086	0,1086	
				0,0626	0,626	
J	0,003	0,046	-0,046	0,0626	0,626	
				0,0226	0,0226	
O	0,008	0,048	-0,04	0,0226	0,0226	
				0,0226	0,0226	
S	0,025	0,032	-0,007	0,0156	0,0156	0,284
				0,0156	0,0156	0,284

Tableau N°III.36: Régularisation saisonnière suivant la 2^{ème} consigne.

MOIS	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	(A _{80%} - U _{80%})	2 ^{ème} consigné'd'exploitaton		
				Vri(Mm ³)	Vrf(Mm ³)	S(Mm ³)
O	0,04	0,018	0,022	0,0156	0,0156	
N	0,05	0	0,05	0,0156	--0,0064	-0,022
D	0,06	0	0,06	0,0156	-0,0344	-0,05
J	0,057	0	0,057	0,0156	-0,0444	-0,06
F	0,059	0	0,059	0,0156	-0,0414	-0,057
M	0,059	0	0,059	0,0156	-0,0434	-0,059
A	0,05	0,008	0,042	0,0156	-0,0204	-0,036
M	0,046	0,016	0,03	0,386	0,386	
J	0,03	0,032	-0,002	0,806	0,806	
J	0,003	0,046	-0,046	0,1106	0,1406	
O	0,008	0,048	-0,04	0,1086	0,1086	
S	0,025	0,032	-0,007	0,0626	0,626	
			0,0156	0,0226	0,0226	
				0,0156	0,0156	0,284

III-7-4- Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration

A) Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III-43)$$

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}).

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

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III-44)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37.

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

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

Tableau N°III.37 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

C) Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calculs on

doit vérifier la condition suivant : $\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100$ Avec $1\% < \varepsilon < 5\%$... (III- 45)

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes. $1\% < \varepsilon < 5\%$

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

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

D'après le tableau III.38 on a :

$$V_s = 0.361113 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.10801 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que la l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V'_u = V_d = 0.108 \text{ Mm}^3$$

Donc $\frac{V'_u - V_u}{V_u} \leq 5\%$ donc la condition est vérifiée

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V'_u = 0.0156 + 0.108 = 0.1236 \text{ Mm}^3.$$

$V_{\text{NNR}} = 0.1236 \text{ Mm}^3.$

Tableau N°III.38 : Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.

MOIS	V _{rf} (Mm ³),	V _{moy}	S _{moy} (ha)	E _s (m)	V _{inf} (Mm ³)	V _{evp} (Mm ³)	π(Mm ³)	A(Mm ³)	u(Mm ³)	W-U- π (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S(Mm ³)
O	0.0156	0.0263	0.0253	0.07	0.00018	0.0012	0.00138	0,04	0,018	0,02062	0,0156	0,156	
N	0.0376	0.0626	0.1309	0.042	0.00055	0.0013	0.00185	0,05	0	0,04815	0,03622	0,03622	
D	0.1106	0.0991	0.3572	0.03	0.00064	0.0016	0.00224	0,06	0	0,05776	0,08437	0,08437	
J	0.1106	0.1106	0.6966	0.031	0.00064	0.0013	0.00194	0,057	0	0,05506	0,14213	0,12361	0,01852
F	0.1106	0.1106	1.1988	0.046	0.00064	0.0015	0.00214	0,059	0	0,05686	0,17867	0,12361	0,05506
M	0.1106	0.1106	1.9186	0.08	0.00064	0.0016	0.00224	0,059	0	0,05676	0,18047	0,12361	0,05686
A	0.1106	0.1106	2.0265	0.1	0.00064	0.0021	0.00274	0,05	0,008	0,03926	0,18037	0,12361	0,05676
M	0.1106	0.1106	4.1533	0.129	0.00064	0.0027	0.00331	0,046	0,016	0,02666	0,16287	0,12361	0,03926
J	0.1085	0.1095	5.4871	0.144	0.00064	0.0038	0.0044	0,03	0,032	-0,00644	0,15027	0,12361	0,02666
J	0.0626	0.0855	6.8144	0.162	0.00045	0.0036	0.00405	0,003	0,046	-0,04705	0,11717	0,11717	
O	0.0226	0.0426	8.1409	0.158	0.00043	0.0058	0.00603	0,008	0,048	-0,04623	0,07012	0,07012	
S	0.0226	0.0191	9.5671	0.012	0.0001	0.00119	0.00129	0,025	0,032	-0,00829	0,02389	0,02389	
	0.0156										0,0156	0,0156	0,25312

Conclusion :

On maintient les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile : **$V_u = 0.108 \text{ Mm}^3$**

- Volume au niveau normale de la retenue **$V_{NNR} = 0.1236 \text{ Mm}^3$**
- Côte au niveau normal de la retenue **$NNR = 602.2 \text{ m}$**
- Hauteur au niveau normale de la retenue **$H_{NNR} = 7.7 \text{ m}$**
- Volume au niveau mort de la retenue **$V_{NMR} = 0.0156 \text{ Mm}^3$**
- Côte au niveau mort de la retenue **$NMR = 598.2 \text{ m}$**

III-8- Laminage des crues:

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III-46)$$

Où :

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III-47)$$

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour la méthode de Kotcherine-Hildenblat qui est une méthode grapho-analytique.

Méthode de KOCHERINE:

La méthode se base sur les principes suivants:

1-l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.

2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.

3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;

4-les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III 8.1.Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant:

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots (III-48)$$

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 déduis le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (III-49)$$

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

III 8.2.Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III-50)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a 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; [$g = 9,81m^2/s$];

b : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir ,

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}}$$

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 a dessus et L.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

Tableau N°III.39 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
$Q_{1\%}$	72.89
$V_{\text{crue } 1\%}$	1377621 m ³
m	0,49
P	1 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau N°III.40 : 1 ère étape de calcul.

B(m)	H(m)	Q (M3/S)	V (m/s)	S (m2)	V f(Mm3)
6	0,6	6,05114918	0,63032804	9,6	0,032
8	0,8	12,4218048	0,86262534	14,4	0,0425
10	1	21,7	1,085	20	0,055
12	1,2	34,230469	1,29660867	26,4	0,065
14	1,4	50,3245411	1,4977542	33,6	0,075
16	1,6	70,2683394	1,68914277	41,6	0,107
18	1,8	94,3280804	1,8715889	50,4	0,112
20	2	122,753737	2,04589562	60	0,12

Tableau N°III.41 : 2 ème étape de calcul.

H(m)	v (m/s)	H0(m)	Débits(m3/s)							
			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18	b=20m
0,6	0,630328	0,62025	6,36	8,4801	10,6	12,7201	14,8402	16,96	19,0802	21,2002
0,8	0,862625	0,837927	9,98	13,316	16,644	19,9733	23,3022	26,631	29,96	33,2889
1	1,085	1,060001	14,20	18,946	23,682	28,4185	33,1549	37,891	42,6277	47,3641
1,2	1,296609	1,285688	18,98	25,308	31,635	37,9616	44,2885	50,615	56,9424	63,2693
1,4	1,497754	1,514336	24,2	32,351	40,438	48,526	56,6136	64,701	72,789	80,8766
1,6	1,689143	1,745423	30,0236	40,031	50,039	60,0471	70,055	80,063	90,0707	100,079
1,8	1,871589	1,978534	36,2348	48,313	60,391	72,4697	84,548	96,626	108,705	120,783
2	2,045896	2,213338	42,8729	57,164	71,455	85,7457	100,037	114,33	128,619	142,91

Tableau N°III.42 : 3 ème étape de calcul.

H(m)	vforcé	q (m3/s)	Débits(m3/s)							
			b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18	b=20m
0,6	0,032	71,19	6,36007	8,4801	10,6	12,7201	14,8402	16,96	19,0802	21,2002
0,8	0,0425	70,64	9,98666	13,316	16,644	19,9733	23,3022	26,631	29,96	33,2889
1	0,055	69,97	14,2092	18,946	23,682	28,4185	33,1549	37,891	42,6277	47,3641
1,2	0,065	69,44	18,9808	25,308	31,635	37,9616	44,2885	50,615	56,9424	63,2693
1,4	0,075	68,9	24,263	32,351	40,438	48,526	56,6136	64,701	72,789	80,8766
1,6	0,107	67,22	30,0236	40,031	50,039	60,0471	70,055	80,063	90,0707	100,079
1,8	0,112	66,96	36,2348	48,313	60,391	72,4697	84,548	96,626	108,705	120,783
2	0,012	66,53	42,8729	57,164	71,455	85,7457	100,037	114,33	128,619	142,91

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.16 et III.17.

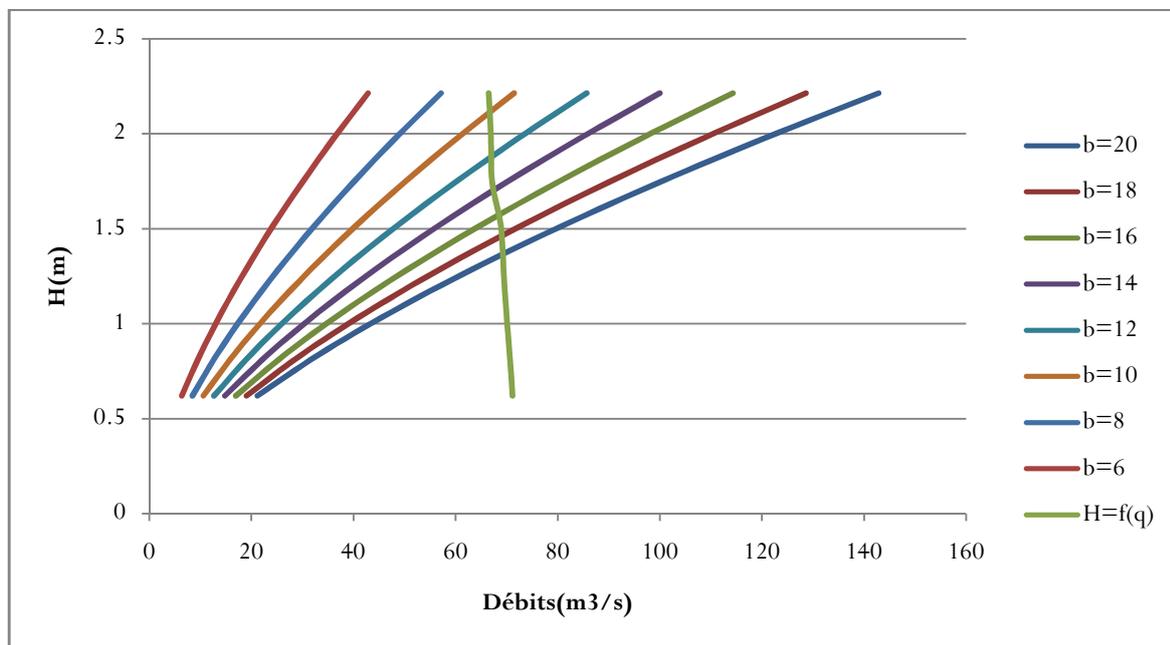


Fig. III.16. La variation de la charge déversant en fonction de (Q, q)

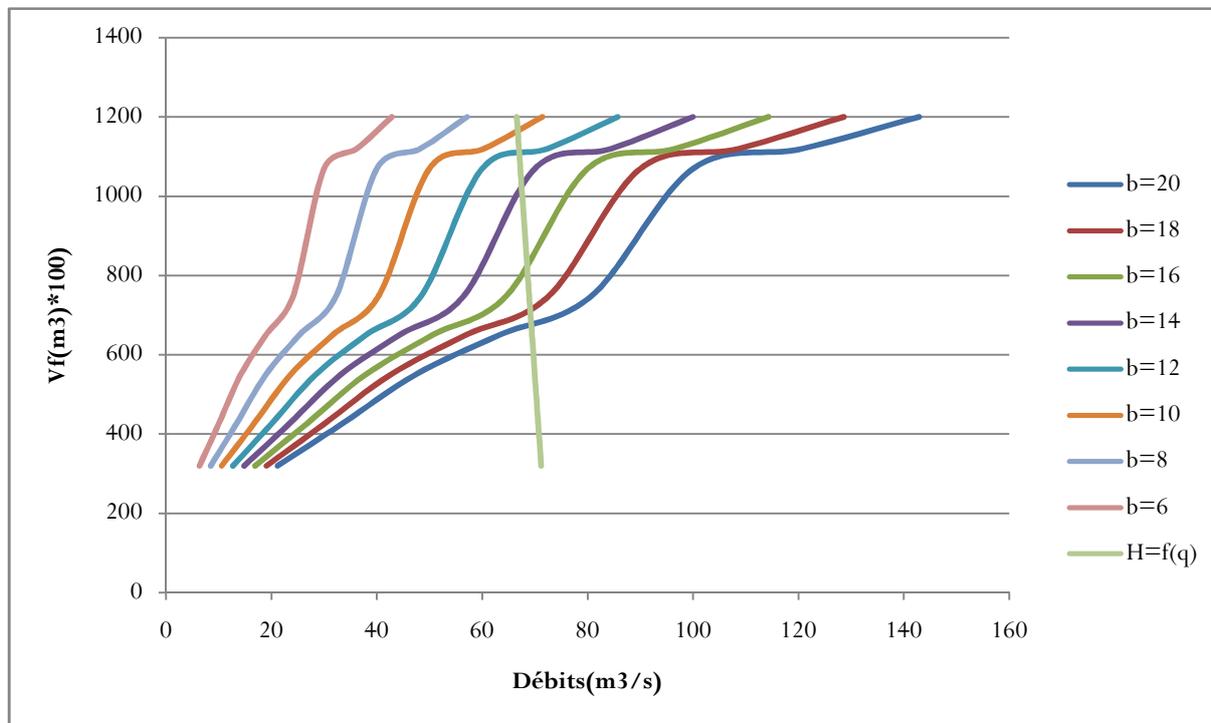


Fig.III.17.La variation du volume force en fonction de (Q, q)

Tab.III. 43 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé} (Mm³)
10	2.1	604.3	65	0.18
12	1.85	604.1	66	0.14
14	1.6	603.3	67	0.11

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III-51)$$

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-9-2-calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON ET GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (III-52)$$

$$\text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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 et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0.68 km].

A.N:

$$H = 0.75 + 0.34 \sqrt{0.68} - 0.26 \sqrt[4]{0.68} = 0.8 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.8 = 3.1 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0.75 \cdot 0.8 + \frac{3.1^2}{19.62} = 1.1 \text{ m}$$

R=1.1m

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (III-53)$$

$$\text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{0.68} = 0.77 \text{ m} \quad V = 1.5 + 2 \cdot 0.77 = 3.04$$

$$\text{Donc : } R = 0.75 \cdot 0.77 + \frac{3.04^2}{19.62} = 1.05 \text{ m}$$

R=1.05m

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad \dots\dots\dots (III.54)$$

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{0.68} = 1.25 \text{ m}$$

R=1.25m

Conclusion :

On prend une valeur $R=1.05\text{m}$

III-9-3 largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.54)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.55)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.56)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.57)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \nabla \text{NNR} - \nabla \text{Cf} + \text{hdév} + R + t = 602.2 - 594.5 + 1.85 + 10.05 + 0.15 = 10.75\text{m}$$

$H_b=10.75\text{m}$

Tableau N°III.44 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5.4
EF PREECE	4.6
PRATIQUE	4.88
SIMPLIFIEE	5.46
Moyenne	5.1

On adopte pour une largeur de crête égale à:

$b_{cr}=5\text{m}$

III-9-4-Calcul des coûts :**III-9-4-1-Calcul du coût de la digue :**

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau N°III.45 : coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
10	12625	10100000
12	12115	9692000
14	11825	9460000

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA

III-9-4-2- Calcul du coût de l'évacuateur de crues :**a)Coût du déversoir :**

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,85} \dots\dots\dots (III-58)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S.L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt cinq mille dinars Algériens 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau N°III.46 : coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
10	16	400000
12	18	450000
14	19.6	490000

b) Calcul du coût du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 45 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots \text{(III-59)}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,5 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots \dots \dots \text{(III-60)}$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots \dots \dots \text{(III-61)}$$

S_i, S_{i+1} : les sections des coupes déterminé après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.47) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°III.47 : coût de coursier.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
10	255	6375000
12	216	6525000
14	310	7750000

Le coût total du barrage :

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

Tableau N°III.48 : coût totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
10	10100000	400000	6375000	16875000
12	9692000	450000	6525000	16667000
14	9460000	490000	7750000	17700000

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.18), la largeur déversante donnant le coût minimum est 12 mètre.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 10.75$

Et le niveau de la crête ▼ Crête = 605.25 mètre

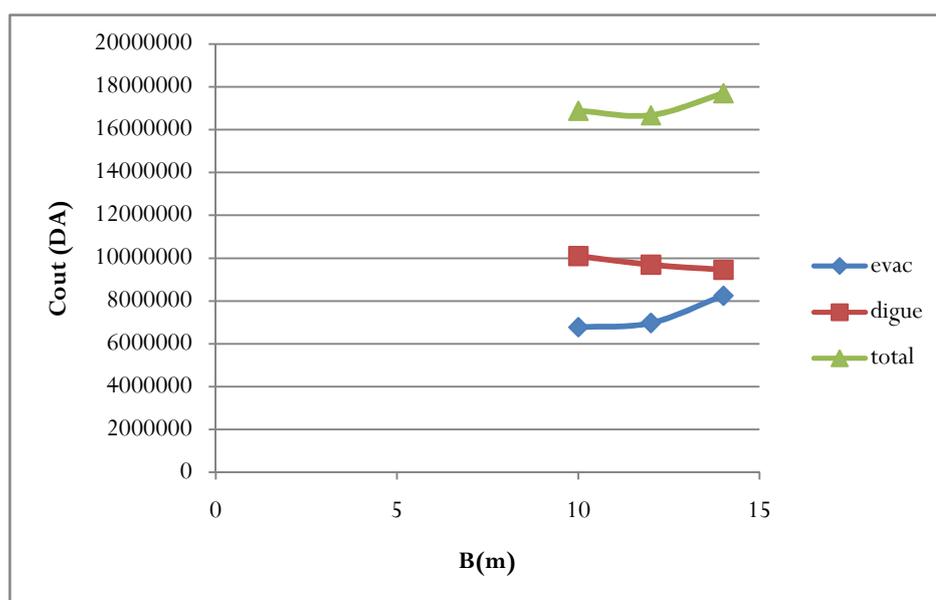
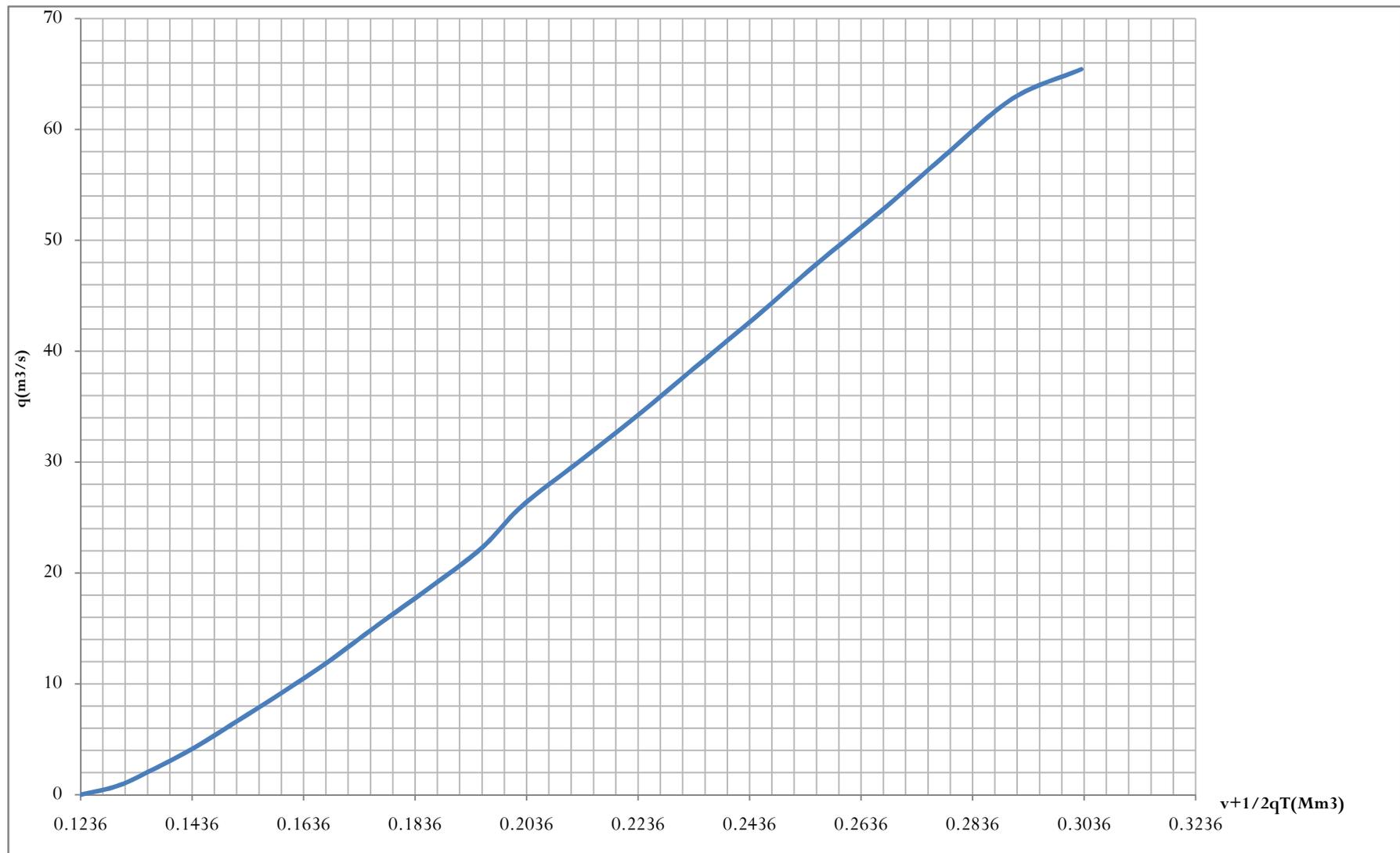


FIG.18. variation des différents coûts en fonction de largeur de déversoir

Tableau N°III.49 : Volumes et débit déversant

cote(m)	h(m)	q (m ³ /s)	v(Mm ³)	1/2qT(Mm ³)	v+1/2qt(Mm ³)
602,2	0	0	0	0,1236	0,1236
602,3	0,1	0,82219219	0,00073997	0,129625	0,13036497
602,3	0,2	2,3255107	0,00209296	0,13465	0,13674296
602,3	0,3	4,27223595	0,00384501	0,14025	0,14409501
602,3	0,4	6,57753753	0,00591978	0,14555	0,15146978
602,3	0,5	9,19238816	0,00827315	0,1514	0,15967315
602,3	0,6	12,083708	0,01087534	0,157375	0,16825034
602,3	0,7	15,2272125	0,01370449	0,162975	0,17667949
602,3	0,8	18,6040856	0,01674368	0,169275	0,18601868
602,3	0,9	22,1991892	0,01997927	0,17545	0,19542927
602,3	1	26	0,0234	0,179275	0,202675
602,3	1,1	29,9959331	0,02699634	0,185875	0,21287134
602,3	1,2	34,1778876	0,0307601	0,192675	0,2234351
602,3	1,3	38,5379294	0,03468414	0,199125	0,23380914
602,3	1,4	43,0690608	0,03876215	0,2059	0,24466215
602,3	1,5	47,76505	0,04298854	0,212375	0,25536354
602,3	1,6	52,6203003	0,04735827	0,2198	0,26715827
602,3	1,7	57,6297493	0,05186677	0,2267	0,27856677
602,3	1,8	62,7887888	0,05650991	0,2343	0,29080991
602,35	1,85	66	0,05888077	0,2442	0,30308077

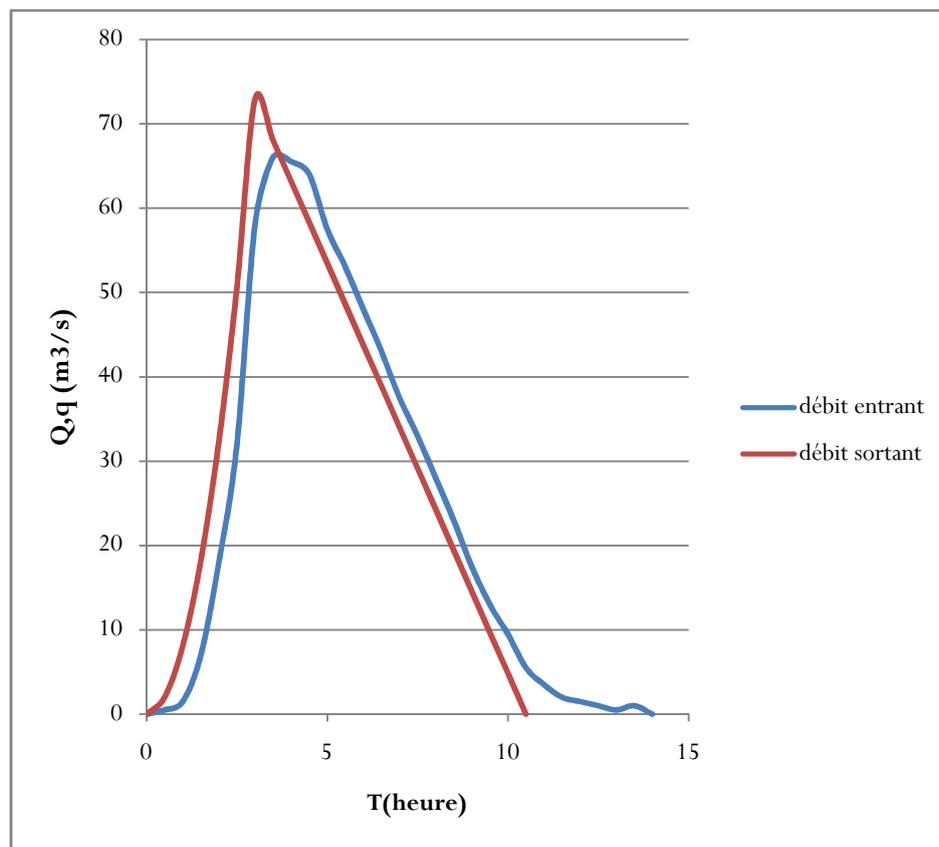


Fig, III,19 courbes des débits déversants

Tableau N°III.50 : Le calcul du laminage

	Qi(m3/s)	\hat{Q} (m3/s)	$(\hat{Q} - q)$ m3/s	$(Q - q)T$ (m3)	$v + 1/2qT$ (m3)	q(m3/s)
0	0	1,01	1,01	1818	123600	0
0,5	2,02	5,055	4,555	8199	125418	0,5
1	8,09	13,145	11,645	20961	133617	1,5
1,5	18,2	25,295	18,295	32931	154578	7
2	32,39	41,5	23,5	42300	187509	18
2,5	50,61	61,75	29,75	53550	229809	32
3	72,89	70,46	12,46	22428	283359	58
3,5	68,03	65,6	-0,4	-720	305787	66
4	63,17	60,735	-4,765	-8577	305067	65,5
4,5	58,3	55,875	-8,125	-14625	296490	64
5	53,45	51,02	-5,98	-10764	281865	57
5,5	48,59	46,145	-8,855	-15939	271101	55
6	43,7	41,25	-6,75	-12150	255162	48
6,5	38,8	36,405	-6,595	-11871	243012	43
7	34,01	31,555	-5,945	-10701	231141	37,5
7,5	29,1	26,695	-6,305	-11349	220440	33
8	24,29	21,86	-4,64	-8352	209091	26,5
8,5	19,43	16,965	-9,035	-16263	200739	26
9	14,5	12,105	-7,395	-13311	184476	19,5
9,5	9,71	7,28	-5,72	-10296	171165	13
10	4,85	2,425	-7,075	-12735	160869	9,5
10,5	0	0	-5,5	-9900	148134	5,5
11	0	0	-3,5	-6300	138234	3,5

11,5						
	0	0	-2	-3600	131934	2
12						
	0	0	-1,5	-2700	128334	1,5
12,5						
	0	0	-1	-1800	125634	1
13						
	0	0	-0,5	-900	123834	0,5
13,5						
	0	0	0	0	123600	0



FIG, III, 20 Hydrogrammes des débits entrant et sortant.

Tableau N°III.51 : les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.0156
Volume utile	M.m ³	0.108
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.1236
Cote de fond (▼fond)	m	594.5
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	856.10
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	602.2
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	604.05
Cote de la crête (▼crête)	m	605.1
Largeur de déversoir	m	12.00
La hauteur de charge déversé.	m	1.85
Le débit évacuer	m ³ /s	66

Chapitre IV

Etude des variantes

Introduction :

Avant de lancer toute opération de construction, il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

IV-1- Le choix du site de la retenue:

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV-2- Le choix du type de barrage :

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

➤ La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit

conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

➤ **Les Matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai, ainsi que du type de barrage, le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV-3- Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix.

Barrage en terre homogène :

C'est le plus simple à réaliser, du faite que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très 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 faudrait disposer d'un

volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

Barrage zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont – aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

Barrage en terre à masque :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telle que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. la résistance mécanique est apportée par Un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géo membrane est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV-4 -Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène (**type 1**) s'impose comme la plus économique. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts;
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...)
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction;
- Dispositif d'étanchéité ;

- Technologie de réalisation, coûts,....

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (**type 2**) avec noyau ou massif amont assurant l'étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toute fois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (**type 3**). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

IV-4-1- Etude comparative :

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

IV-4-2- Cote en crête du barrage :

- **Niveau des plus hautes eaux:**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 602.2m) majoré de la charge déversante déjà déterminée (h = 1.85m).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

$$\text{NPHE} = 604.05 \text{ m}$$

- **La revanche:**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1.05m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 10.75.

Donc la cote en crête est : NCR=605.25m

IV-5- Conception de la digue:**IV-5-1- Largeur en crête :**

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 5m.

IV-5-2- Longueur en crête:

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est:

$$L=104.1m$$

IV-5-3 Pente des talus:

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

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV-5-4-Volume du corps du barrage :

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \quad ,$$

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$W_{i1} = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi}$$

b : largeur du couronnement ;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$$

m_1 : pente du talus amont ;

m_2 : pente du talus aval

IV-5-5-Variantes envisagées

1^{ère} variante : barrage homogène avec un drain vertical.

2^{ème} variante : barrage en terre de profil zoné.

3^{ème} variante : barrage en enrochement avec noyau limono argileux.

IV-5-6- Protection des talus:

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

Talus aval:

-Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 40 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 40cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

-Talus amont:

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- aspartique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMAY »

Les ingénieurs de l'USArmy 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.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D50 min sont données par le tableau IV-02

Tableau IV-02 : L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D ₅₀ minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H_v < 1,2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D50min égale à 0,3m.

D'où:

$e = 0,45\text{m}$; $D \text{ min} = 0,3\text{m}$.

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 40\text{cm}$ et un diamètre moyen de 30cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 40cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

IV-5-7 Protection de la crête :

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

V-5-8 Le noyau pour la deuxième variante:

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV-1)$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV-03 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	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

Notre barrage appartient à la **IV^{ème}** classe alors on prend $I_{adm}=1,95$.

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{ine} = 1/6.H_b$$

$$b_{min} = 1.8m$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 2.0 m$$

Le noyau est ancré dans la fondation d'une profondeur égale à 2.5 m La pente de la clé d'étanchéité est : $m = 1$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 9.75 m$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 11.75 m$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de:

$$H_p = H_f + H_a$$

H_p : profondeur de la parafouille (en m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 2\text{m}$).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5\text{m}$).

$$H_p = 2.5\text{m}.$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante

$$I = \frac{\Delta H}{b_{base}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV-2)}$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 9.55\text{m}$).

H_2 : hauteur d'eau a l'aval du barrage ($H_2 = 0\text{m}$).

$$\Delta H = 9.55\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1.95.

A partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{base adm}$:

$$b_{base adm} > \Delta H / I_{adm}$$

$$b_{base} = 5.3\text{m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{base adm}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{base noyau} > b_{base admissible}$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{moy} = (b_{min} + b_{base}) / 2 = 6.85\text{m}$$

$$I = 0.81 < I_{adm}$$

Condition vérifié.

IV-5-9- Etanchéité de la fondation:

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.
- Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont en géomembrane jusqu'au substratum.

IV-5-10- le drainage du barrage:

Pour éviter le phénomène du sous pressions et pression interstitielle dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

- Variante I :

Un drain vertical (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions) peut être incorporé au centre de la digue homogène se compose de graviers d'une largeur égale à 1.5 m et une couche de 15 cm de sable. Ce drain vertical à une hauteur de 9 m est relié au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tout point de vue, il est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

- Variante II :

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche de 15 cm de gravier et 15 cm de sable du côté interne. Le noyau est protégé de par et d'autre par des zones de transition.

- Variante III :

La 3ème variante ne nécessite pas de drainage pour la digue car elle est totalement étanche mais il se peut qu'on prévoie des puits drainants sous le massif rocheux pour dissiper les sous pressions de la fondation.

IV-6 Fondation:

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

IV-7- Dispositif des drains et filtres:**IV-7-1- Les drains :**

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire.

Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

-Dimensionnement du drain prisme:**B-2) Dimensionnement de prisme:**

Hauteur:

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (IV-3)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 10.75\text{m}$)

On prend $h_p = 0.19 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 2\text{m}$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (IV-4)$$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 0.33 * 2 = 0.66\text{m}$

On prend: $b_p = 1 \text{ m}$

Fruits des talus :

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

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m_1 = 1.00$$

-Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4 L_b \dots\dots\dots (IV-5)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 64.125\text{m}$)

On trouve $L_d = 16\text{m}$.

IV-8-Evaluation du prix total des différents matériaux:

a). 1ère variante:

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 10.75m on prend les pentes des talus:

$$m_1 = 3. \quad m_2 = 2,5.$$

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau IV-04: Coût de la digue (1ère variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	1476,44065	800	1181152,52
Gravier	m ³	2249,4465	600	1349667,9
Sable	m ³	622,4246	600	373454,76
Remblai en argile compacte	m ³	11891,94	600	7135164
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
Montant total =10476739DA				

b). 2ème variante:

Pour un barrage à zones on prend les pentes des talus amont et

$$\text{aval: } m_1 = 3, \quad m_2 = 2.5$$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-05: Coût de la digue (2^{ème} variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	12821	800	10256800
Gravier	m ³	609	600	365400
Sable	m ³	623	600	373800
Noyau	m ³	3271	600	1962600
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
Montant total =13395900DA				

c). 3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements on prend les pentes des talus amont et aval:

$m_1=m_2= 3$; Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-06: Coût de la digue (3^{ème} variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	17298,1508	800	13838520,6
Gravier	m ³	631,9683	600	379180,98
Sable	m ³	646,2759	600	387765,54
Géomembrane	m ³	148,93852	1000	148938,52
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
MONTANT TOTAL=15191705,7DA				

Conclusion:

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insoluble dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....
- L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt

CHAPITRE V

ETUDE LA VARIANTE DE LA RETENUE

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction des caractéristiques très diverses, aux différences 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, tel que les laterites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix de type de barrage se fait en fonction de caractéristiques locales en particulier de la même nature de sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport d'avoisinement, de l'extraction des matériaux des constructions de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature de sol de fondation et des matériaux des constructions disponibles au voisinage du site de barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

Variante retenue :

Variante : barrage homogène avec un drain vertical.

V.1. Dimensionnement ;**V.1.1. la revanche du barrage :**

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, si non le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche, ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

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

$$R=1.05m$$

V.1.2- la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_d + R + t \quad \dots\dots\dots (V-1)$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement

$$H_b = 7.7 + 1.85 + 1.05 + 0.15 = 10.75 \text{ m}$$

V.1.3. largeur en crête :

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 5m.

$$b_{\text{cr}} = 5 \text{ m}$$

V.1.4. Pentes des talus :

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. en ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes, le Tableau suivant donne les Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

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

dans notre cas : Pour le parement amont la pente du talus est 1/3 et pour le parement aval la pente du talus est 1/2,5.

V.1.5. Protection des talus:

-Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- asphaltique ;
- en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap).

Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

La méthode de « U.S.ARMAY »

Les ingénieurs de l'USArmy 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.

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et D_{50} min sont données par le tableau V-02

Tableau V-02 : L'épaisseur min de la couche d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D_{50} minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, $0.6 < H_v < 1.2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à 0,45m, et le D_{50} min égale à 0,3m.

D'où:

$e = 0,45\text{m}$; $D_{\min} = 0,3\text{m}$. et un lit de gravier et sable de 30cm.

1- l'épaisseur d'enrochement =40 cm

2- l'épaisseur de gravier =15 cm

3- l'épaisseur de sable =15 cm

Le talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement on adopte un épaisseur d'enrochement $e = 0,40\text{cm}$ et un lit de gravier et sable de 30cm.

a- l'épaisseur d'enrochement =40 cm

b- l'épaisseur de gravier =15 cm

c- l'épaisseur de sable =15 cm

Protection de la crête :

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

IV-1-6 Etanchéité de la fondation:

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées .

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m

- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

V.1.7 les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

a) Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4 L_b \dots \dots \dots (V-2)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=64.125m$)

On trouve $L_d = 16m$.

B)Dimensionnement de prisme:**Hauteur:**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (V-3)$$

h_b :Hauteur du barrage ($h_b=10.75m$)

On prend $h_p = 0.19 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 2m$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (V-4)$$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 1/3 * 2 = 0.666m$

On prend: $b_p = 1m$

Fruits des talus :

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

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend $m_1 = 1.00$

c) Dimensionnement drain vertical.

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

Le largeur minimale du rideau constituant le drain est de 2m.

l'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le collage entre le drain vertical et le drain tapis filtrant. Le niveau du drain vertical est celui le niveau des plus hautes eaux les plus hautes.

$$ND_v = NNR + 1.85 = 602.2 + 1.3 = 9.55 \text{ m}$$

d) Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :

Pour éliminer les effets des affouillements, on a prévu un drain du talus en enrochement (type trapézoïdal) ; le long du talus aval, dans ce cas l'eau s'infiltré à travers la digue passe par le filtre et sera contrôlé par le drain du talus pour pouvoir évacuer les eaux de fondation. On pourra drainer en aval en creusant une tranchée.

e) Drain vertical (ou drain incliné) :

Appelé couramment drain cheminé est place au centre du barrage, et constitue une solution efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

Ce drain est constitue d'un rideau d'une largeur minimale de 2m en matériau grossier (sables et graviers) dont la granularité est choisie de façon a ce que les conditions de filtre soient satisfaites.

Le drain inclinée peut être également constitue uniquement du gravier, dans ce cas le rôle de filtre est assuré par un tissu synthétique appelé tissu non tissé placé au fond de tranché, le long de la paroi amont, le long de la paroi avale, et au dessus du drain.

V-2- Calcul des filtres :

Les filtres sont constitués de deus couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins depuis le drain vers le massif, assurant ainsi la transition entre le drain et les éléments fins des terrains drainés;

Dans un ensemble filtrant, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau;

Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entraînement de ses éléments.

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

- Selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est

indispensable si $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

$D_{15} = 20\text{mm}$: (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 16,50\text{mm}$: (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16.5} = 1.21 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée donc malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de sable de 15cm.

a) Vérification du contact remblai, recharge (gravier):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges (gravier).

d_{85} : Diamètre des particules du corps du remblai (argile).

$D_{15} = 0,4 \text{ mm}$ $d_{85} = 0,06 \text{ mm}$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4}{0.06} = 6.66 > 4$$

Donc il est nécessaire de prévoir un filtre inversé c.-à-d. une couche de sable de 15cm

b) Détermination de la granulométrie du filtre

$$D'_{15} = (3 \div 4) \cdot d_{85} = (3 \div 4) \cdot 0.06$$

Avec : $d_{85} = 0,06\text{mm}$ Diamètre à 85% du sol du remblai de la digue (argile)

$$D'_{15} = (0.18 \div 0.24) \quad D'_{15} = 0.20\text{mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

D'_{15} : varie entre $(0.14 \div 0.4) \text{ mm}$

c) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard, dans le filtre choisi .

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} \geq 0,32 \sqrt[5]{UF} (1 + 0,05UF) \frac{n}{1-n}$$

UF : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = \frac{D'_{60}}{D'_{10}} = \frac{1,2}{0,18} = 6,67$$

$$D'_5 = 0,12 \text{ mm} \quad \text{et} \quad D'_7 = 0,25 \text{ mm}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log (UF)$$

$$n^0 = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 6,67$$

$$n = 0,32$$

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} \geq 0,32 \sqrt[5]{6,67} (1 + 0,05 \cdot 6,67) \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,27$$

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} = 0,48 > 0,27$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_F > (2 + \sqrt[5]{U_F}) \cdot K_N$$

Où : K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-6} m/s

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-7} m/s.

$$(2 + \sqrt[5]{6,67}) 10^{-7} = 3,35 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$K_F > 1,14 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

V-3 Etude des infiltrations:

V-3-1 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-3-2. Positionnement de la ligne de saturation:

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ;

La zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

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

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V-6)$

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =19.6m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=23.18m (Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=7.7m).

On trouve $Y_0 = 1.458m$.

Donc l'équation est ; $x = 0.44y^2 - 2.2$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau V-03: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	7,7
X (m)	-0,725	-0,383	0,64	2,35	4,747	7,82	11,587	16,03	19,6

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$\frac{\Delta a}{1 + \Delta a} = f(\theta) \dots\dots\dots (V-7)$$

θ : angle du Drain ($\theta=90^\circ$).

A partir de l'abaque de CASAGRANDE de l'Annexe on trouve :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.26$$

$$\text{Telque } a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \text{Cos}(\theta)} \dots\dots\dots (V-8)$$

On trouve $a=1.074$ $\Delta a=0.383$

la ligne de saturation de la parabole de KOZENY est represente dans la planche N⁰ 06

V-3-3- Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V-9)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m^2 /s/ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-7}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{d y}{d x}$ et $A = y.l$

$$\text{Donc : } q = K.y \frac{d y}{d x} \dots\dots\dots (V-10)$$

$$\text{Avec : } y \frac{d y}{d x} = y_0$$

D'où: $q = K.y_0$ m³/s/ml

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

$$y_0 = 1.458 \text{ m}$$

$$K = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$q = 10^{-7} * 1.458 = 10^{-7} * 1.458 \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

$$\text{Donc } Q_I = q.L = 10^{-7} * 1.458 * 104.1 = 1.518 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_I = 1.518 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy .

$$q = K.I.A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K = 10^{-8} \text{ m/s}$)

$$I = H_e/L_b \dots\dots\dots (V-11)$$

($H_e =$ charge de la retenue $= 7.7 \text{ mce}$, $L_b = 65 \text{ m}$ L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T = 2.5 \text{ m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

$$\text{D'où } q = K.I.T$$

$$\text{AN } q = 10^{-8} * \frac{7.7}{65} * 2.5 = 2.9 * 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}$$

$$\text{Donc } Q_F = q.L = 2.9 * 10^{-9} * 104.1 = 3 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_F = 3 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Débit total d'infiltration } Q = Q_F + Q_I = 1.518 * 10^{-5} + 3 * 10^{-7} = 1.54 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1.54 * 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V-3-4- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1) dispositif d'étanchéité :

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant

Tableau V-04 : Classification des barrages :

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau V-05 : Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	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

$$I_{adm} = 1,95$$

Donc: $\Delta H = 7.7 \text{ m}$; $\delta n = 15.6 \text{ m}$; $I = 0,51 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

2) fondation du barrage :

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V-12)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau V-06 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant

Tableau V-07 : Détermination de coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule

Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.8 T} \dots\dots\dots (V-13)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=2.5m$)

H : charge d’eau ($H=7.7 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=65m$).

On a donc : $I_f = 0,114$

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=1.08$).

Notre barrage appartient à la classe *IV* ce qui donne ($K_s=1.10$).

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.4. Etude de stabilité :

V.4.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

V.4.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction
- Cas02 : fonctionnement normal
- Cas03 : Vidange rapide

V.4.3. Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et ou déterminer à priori.
- 2- Soit par une série de calcules dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

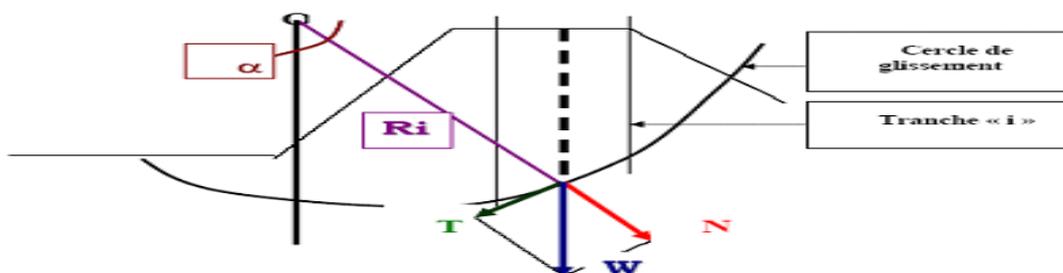


Figure V.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

V.4.4. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.08 : 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, 50
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la IV classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,1 - 1,5$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1.05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V 4.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=10.75m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V.09

tableau.V.09 les differente valeur de K_1 ET K_2

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	10.75	24.725
Aval	2,5	0,875	2,025	9.4	21.76

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) 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 marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$ (V-14)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$(V-15)

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V 4.5.1 Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau V-10 suivant :

Tableau V-10: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	argile	fondation
φ°	degré	24	28
C	t/m ³	5	2
δ_{sat}	t/m ³	2	2.1
δ_d	t/m ³	1.7	1.8

la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V.4.5. 2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$ (V-16)

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 le retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \dots\dots\dots (V-17)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w=10\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots(V-18)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots(V-19)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4.5. 3. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices :**a. Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg} \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg} \varphi \quad \dots\dots\dots (V-20)$$

Φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots(V-21)$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \text{tg} \varphi + c \cdot dl] \cdot R.$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N t), (force de cisaillement) du poids (G n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V-22)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.4.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-23)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-24)$$

K_{SS} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{AS} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V-25)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V-26)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-28)$$

Le tableau v.11 represente les Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Tableau V.11 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

cas de sollicitation		coefficient de sécurité	
		sans séisme $K_{SSadm}=(1.15-1.1)$	avec séisme $K_{AS}=(1.1-1.05)$
Fin de Construction	<u>Talus aval</u>		
	R ₁ =20.1m	2.411	1.451
	R ₂ =22.49m	2.66	1.321
	R ₃ =25.4m	2.23	1.521
	<u>Talus amont</u>		
	R ₁ =19.5m	3.01	1.68
	R ₂ =25m	3.21	1.541
	R ₃ =28.89m	3.425	1.71
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u>		
	R ₁ =16.6m	2.21	1.88
	R ₂ =21.15m	2.321	1.82
	R ₃ =25.15m	2.412	1.72
Vidange Rapide	<u>Talus amont</u>		
	R ₁ =21.88m	2.594	1.914
	R ₂ =25.36m	3.414	2.32
	R ₃ =28.54m	3.443	1.821

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.

Chapitre 06 : Etude des variantes des ouvrages annexes

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 le retenu sont :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

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.

VI-1. L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI-1.1. Différents types d'évacuateurs de crue:**VI-1.1.1. Evacuateur de crues en puit (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

VI-1.1.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI-1.1.3. Evacuateur de crue 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.

⊕ VI-1.1.4. Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ⊕ Aucune exigence topographique.
- ⊕ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ⊕ L'amorçage et le désamorçage.
- ⊕ Entretien indispensable.
- ⊕ Débit faible à évacuer.
- ⊕ Dispositif sur le corps de la digue.

VI-1-2- Choix de l'évacuateur de crue:

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en en terre provient des submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) **topographie** : l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.
- b) **Géologie** : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvians ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- c) **Fonctionnement** : au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir .
- d) **Réalisation** : dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.
- e) **Conclusion** :

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI-1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergeant.

- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

a) Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue:

a-1. Canal d'approche: Le canal d'approche 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.

P: la pelle (P=1 m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=1,8500m.

H+ P =2,85m

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=12m).

Q: débit évacue (Q=66m³/s).

On trouve: V=1.92 m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, V < V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05 V (H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI-1)$$

R_e=0,71m.

R _e =0,71m.

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + R = 3.56m \dots\dots\dots(VI-2)$$

Pour des raisons de sécurité on prend:

H _m =4m.

Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 11m.

a-2. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots(VI-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VI-1: Coordonnées de la nappe déversante.

Y(m)	X(m)
0	0
0.1	0.67
0.2	0.98
0.3	1.22
0.4	1.43
0.5	1.61
0.6	1.78
0.7	1.93
0.8	2.08
0.9	2.22
1	2.351



Fig.VI.1.PROFIL DE DEVERSOIR

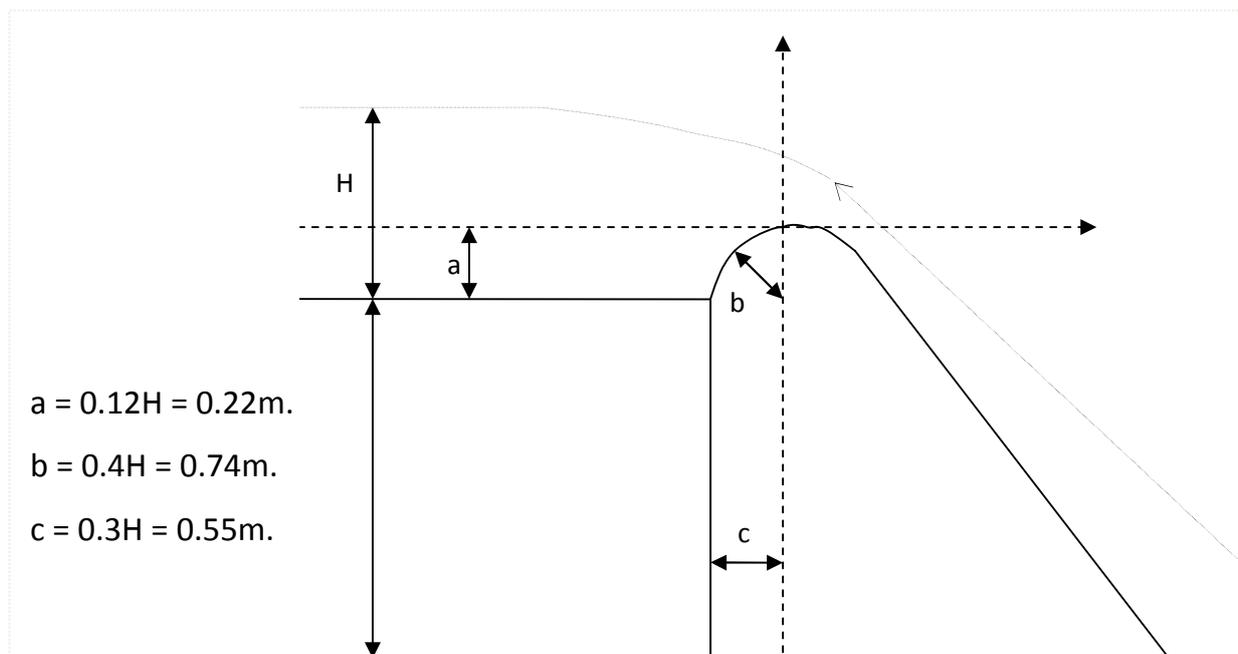


Fig.VI-2 Dimensions du déversoir

a-3. 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 elle est égale à 10.11m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q= 66m^3/s$).

b: largeur du canal ($b=12m$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

$y_c=1.73 \text{ m.}$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI-5)$$

$I_{cr} = \left[\frac{66 \cdot (12 + 1.73)^{2/3}}{71 \cdot (12 \cdot 1.73)^{5/3}} \right]^2 * 100 = 0.117\%$

($0,1\% < 0,117\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

a-4. Calcul du convergeant :

Le convergeant 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 sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.6)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=12$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=6$ m

La longueur du convergent est de 12m.

a-5.Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2=6\text{m}$$

a-5.1 La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 6 m.

A.N:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{66^2}{9.81 \cdot 6^2}} = 2.33\text{m}$$

$$h_{cr}=2.33\text{m}$$

a-5.2.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.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C.\sqrt{R_c.I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 b}{g.S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.8)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h.b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c=b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c=S_c/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c=2.h_{cr}+b$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $S_c=13.98m^2$;
- $P_c=10.66$ m;
- $R_c=1.31$ m ;
- $C_c=74.6$

La pente critique est:

$$AN. I_{cr} = \frac{9.81.2.33}{74.6^2.1.31} = 0.31 \%$$

I_{cr}=0,31%

a-5.3 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 (formule de Chézy).

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

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n$;

I : pente du coursier $I=19\%$;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2}$$

On aura : $h_n = 0.92\text{m}$, $V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$, $V_n = 11\text{m/s}$

on constate que $I_{cr} > I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

a-5.4. 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 « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b = 6\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q = 66\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I = 19\%$
- La longueur du coursier: $L = 45\text{m}$.

Coefficient de Strickler (71).

Tableau VI-2: les données de départ

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
66	71	0.19	2.22	2.33	45

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau VI-3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0.00	10.00	2.33	0.97	3.46
1	10.00	10.00	1.8	1.45	3.70
2	20.00	10.00	1.48	1.95	4.29
3	30.00	10.00	1.3	2.36	4.94
4	40.00	10.00	1.1	3.04	6.19
Aval	45.00	10.00	0.84	4.56	9.5

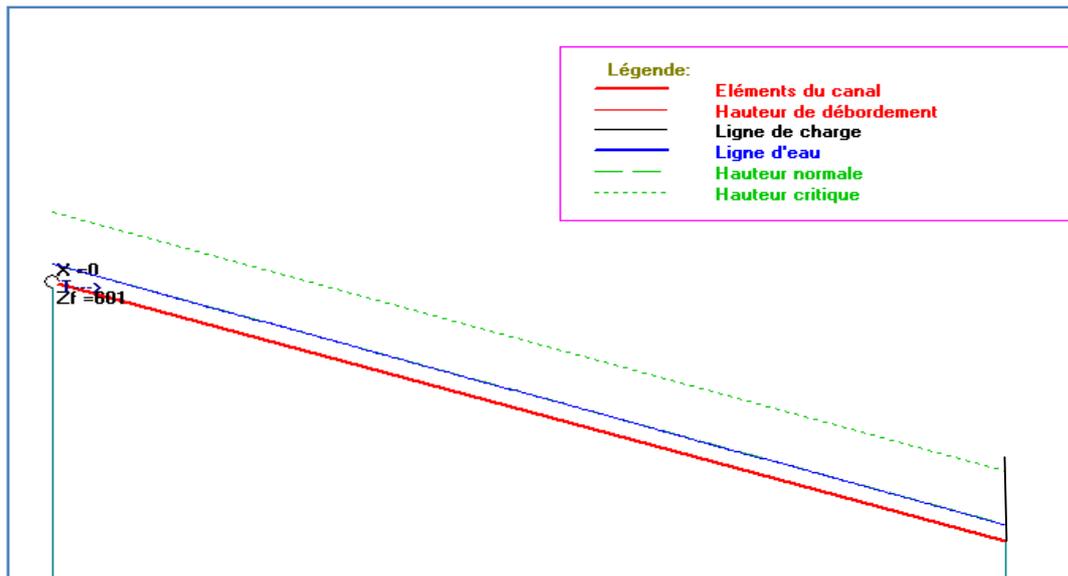


Fig.VI. 3.l ligne d'eau dans la coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0.84m$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = 13.09m/s$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI-10)$$

Donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 4.56$

$F_r = 4.56$

a-6 Dissipateur d'énergie :

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) "The bureau Of Réclamation».

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. 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.

$V < 15\text{m/s}$ et $F_r > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 4.56$, $y_1 = 0.84\text{ m}$

Donc de l'abaque (Annexe D) $\frac{y_2}{y_1} = 6.5$ d'où

$$y_2 = 5.46\text{ m.}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque (Annexe D) $\frac{L}{y_2} = 2.35$

Donc : $L = 12.8\text{m}$. On prend : $L = 13\text{ m}$

a-6.1 Dimensionnement des blocs Chicanes :

- ◆ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,84\text{m}$.
 - ◆ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,84\text{m}$.
 - ◆ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,84\text{ m}$.
 - ◆ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 1.09\text{ m}$.
 - ◆ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0.9\text{ m}$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,9\text{ m}$.

a-7 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 7 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c = 0,8\%$ il est en enrochement.

a-7.1 La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2\right) \dots\dots\dots(VI.11)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

$$\text{Et } Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.13)$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : K=2.3 , Z'=0,38 d'où

$h_{cr} = 2.05 \text{ m}$

a-7.2 La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique

Sc : section critique $Sc = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = Sc/Pc$;

Pc : périmètre critique $Pc = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$

Cc : coefficient de Chezy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,02

Ce qui donne :

◆ $Sc = 16.5 \text{ m}^2$;

◆ $Pc = 11.7 \text{ m}$;

◆ $Rc = 1.39 \text{ m}$;

◆ $Cc = 52.8 \text{ m}$.

La pente critique est

$I_{cr} = 0.51\%$

a-7.3 Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

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

Pour la hauteur normale on a :

◆ $Sc = m.h_n^2 + b.h_n$

◆ $Pn = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2}$

$$\diamond R = S_n / P_n$$

$$\diamond C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1,7 \text{ m}$$

a-7.4. Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \quad \text{D'où}$$

$$V = 5.04 \text{ m/s}$$

b) Hauteurs des murs bajoyers:

b.1. Canal d'approche et 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 .

b.2. Le coursier :

b.2.1. Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$$H_m = h_e + r, \text{ Ou :}$$

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $h_e = 2.33 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.16)$

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 4.68 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0,84 \text{ m}$, $H_m = 3.17 \text{ m}$

b.2.2. Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0.84 \text{ m}$ on aura $V = 13 \text{ m/s}$, $r = 0.94$, $H_m = 1.8 \text{ m}$

b.3. Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

b.4. Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation)

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 :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 6/0.84 = 7.14 \text{ et } Fr^2 = (4.56)^2 = 20.79$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

VI-2 Ouvrage de vidange:

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage.

Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{(VI-17)}$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile ($V=0.108 \text{ Mm}^3$).

T: temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.108 * 10^6}{864000} + \frac{0.79 * 10^6}{31.56 * 10^6} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI-2.1. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI-18)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^3).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (VI-19)$$

Avec: $Z = 7.7 \text{ m}$

Préalablement on prend: $\mu = 0,80$.

On trouve : $S = 0.015 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI-20)$$

D'où: $d = 0,139 \text{ m}$.

On prend :

$$d = 140 \text{ mm}$$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l} \dots\dots\dots (VI-21)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5$$

$$\xi_{ent} = 0,1$$

$$\xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{grille} = 0,25$$

Donc:

$$\sum \xi_s = 1,85$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI-22)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 87m.

d: diamètre de la conduite de vidange 140mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI-23)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.04 \Rightarrow \sum \xi_L = 25$.

Ce qui nous donne: $\mu = 0.19$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=286mm

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 300mm$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie

des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ca donne $V_s = 2.12$ m/s

VI-3 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de Aout : $V_{\max} = 48000 \text{ m}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et a chaque jour en œuvre la vanne de prise pendant 8 heures donc le débit maximal de la prise d'eau sera égale :

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{48000}{31 * 3600 * 8} = 0,0537 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=5.5\text{m}$.

On trouve : $S=0,0089\text{m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=172\text{mm}$

Donc On prend : $d=180\text{mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.29})$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.30})$$

Avec $\lambda = 0,02$.

$$AN : \sum \xi = 11,5$$

$\mu=0,287$ Donc : $S=0,018 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 230\text{mm}$.

On prend

$d=250\text{mm}$

VI-3.1 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

$V= 2,94\text{m/s}$.

CONCLUSION:

Finally la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 250 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VII.1.Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2.Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2. les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- 1) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- 2) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

VII.3. Planification :**VII .3.1. Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;

- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

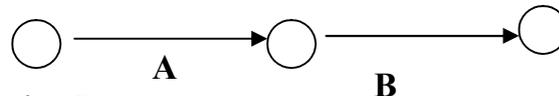
VII.3.2.1 méthodes basées sur le réseau :

VII.3.2.1.1. Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

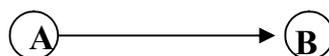
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➤ Réseau à noeuds :

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.3.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

◆ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ Construction des graphes partiels ;
- ◆ Regroupement des graphes partiels ;
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- ◆ Construction du réseau ;

VII.3.2.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.2.2. les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.3.2.2.1) collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.3.2.2.2. décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.3.2.2.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.3.3. les paramètres de la méthode C.P.M :

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 ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

IX.3.3.1. 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 :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VII.3.3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

VII.3.4. les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VII.3.4.1. plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.3.4.2. plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.3.4.3. plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

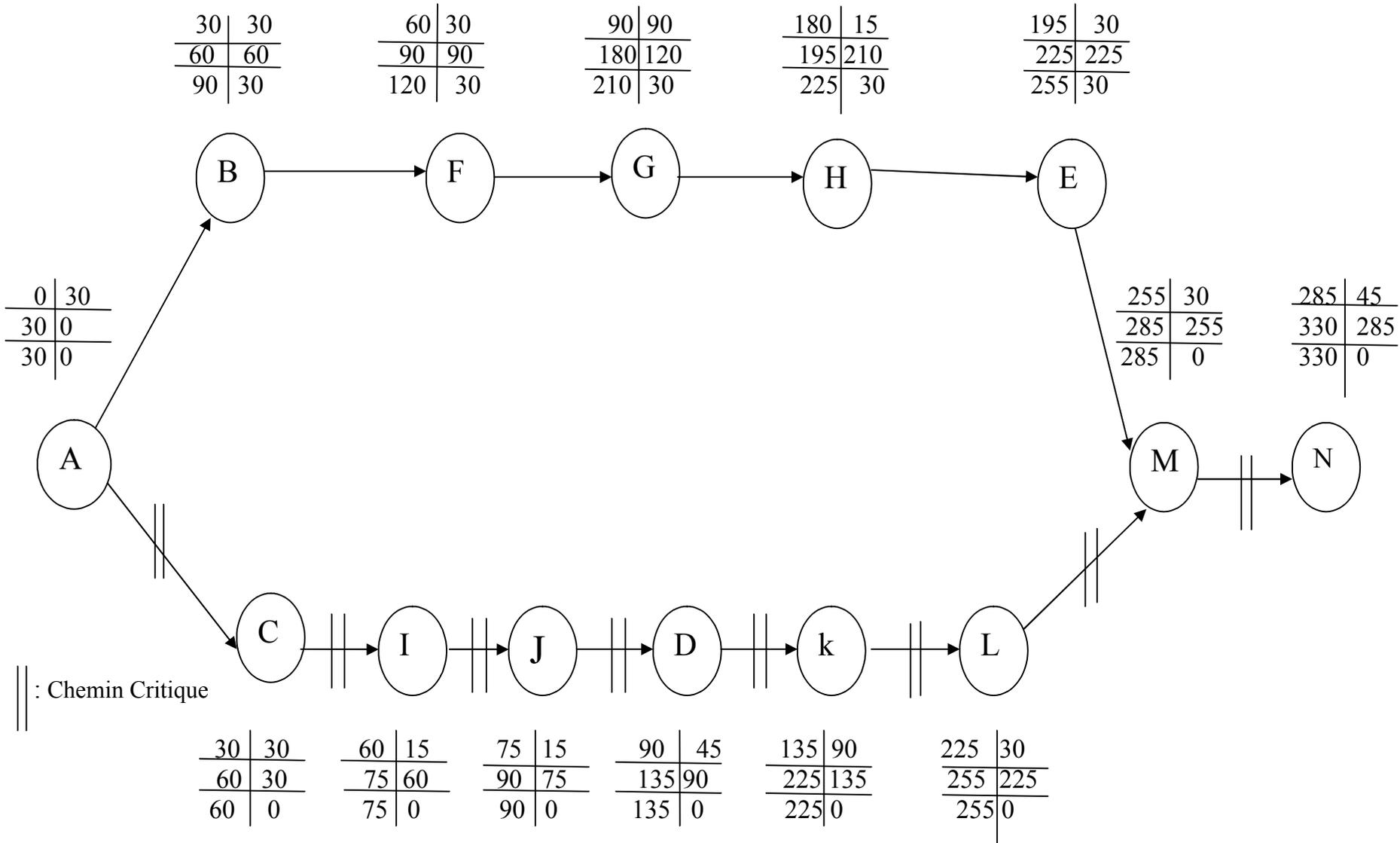
VII.4. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 : symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	1
Réalisation de la galerie de dérivation	B	1
Réalisation du batardeau	C	1
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1.5
Exécution du bassin d'amortissement	E	1
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	1
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	2
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	0.5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	0.5
Remblais de la clé d'encrage	J	0.5
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	3
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	1
Équipements hydromécaniques	M	1
Travaux de finitions	N	1.5

FIG. VII.01 : RESEAU A NŒUDS



$$DTR = \sum TR = 30+30+15+15+45+90+30+30+45 = 330 \text{ jours}$$

VII.5. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau :

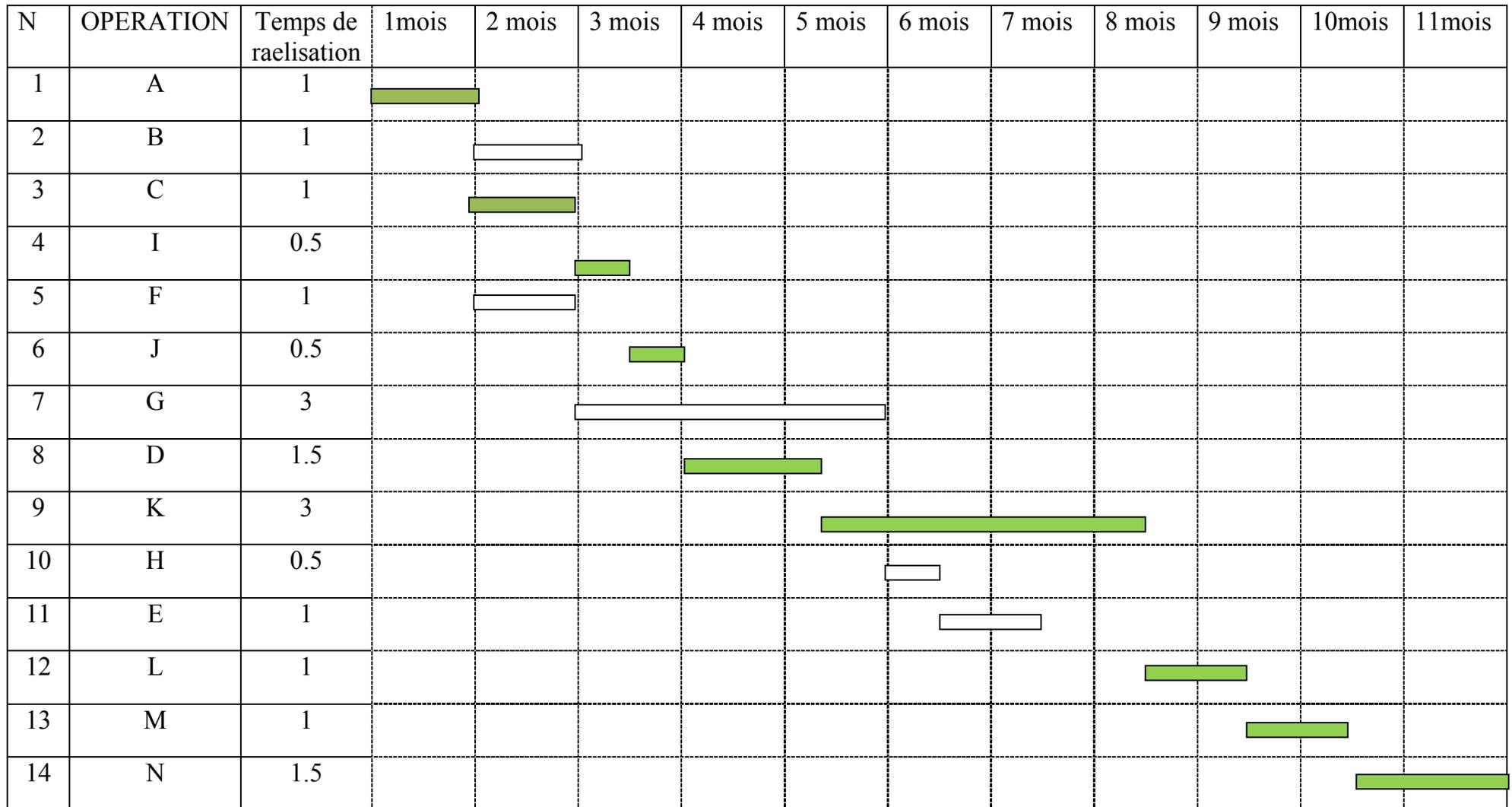
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°VII.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	65	95	35
C	30	30	60	30	60	0
I	15	60	75	60	75	0
F	30	60	90	95	135	45
J	15	75	90	75	90	0
G	90	90	180	135	225	45
D	45	90	135	90	135	0
K	90	135	225	135	225	0
H	15	180	195	210	225	30
E	30	195	225	225	255	30
L	30	225	255	225	255	0
M	30	255	285	255	285	0
N	45	285	330	285	330	0

$$DTR = \sum TR = 30+30+15+15+45+90+30+30+45 = 330 \text{ jours}$$



: Chemin Critique

FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT

VII.6. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII-3 : devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	761	300	228300
Enrochement	m ³	1476,44065	800	1181152,52
Gravier	m ³	2249,4465	600	1349667,9
Sable	m ³	622,4246	600	373454,76
Remblai en argile compacte	m ³	11891,94	600	7135164
Produit asphaltique	m ³	209	1000	209000
Montant total =10476739DA				

Tableau VII-4 : devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
déblai	m ³	1200	800	960000
Remblai	m ³	754	500	377000
beton arme 350 kg/m ³	m ³	600	40000	24000000
sable	m ³	78	600	46800
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	65	10000	715000
Water stop	m ^l	30	300	9000
Enrochements	m ³	50	800	40000
Montant tota =26147800DA				

Tableau VII-5 vidange de fond et prise d'eau:

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
déblai	m ³	400	800	320000
Remblai	m ³	300	500	150000
beton arme 350 kg/m ³	m ³	35	40000	1400000
Conduite métallique 300 mm	ml	87	42000	3654000
Conduite métallique 200 mm	ml	84	27000	2286000
Vannes 300mm	u	2	40000	80000
Vannes 200mm	u	2	25000	50000
Montant total =7940000 DA				

Le coût total de l'ouvrage est de = cout (digue+ l'evc+vidange+prise)
 =10476739+26147800 +7940000 =44564539DA

Montant total de la retenue =44564539DA

Conclusion ;

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut 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 .

Conclusion générale

Cette étude a été faite sur la base des rapports géologiques, hydrologiques et topographiques bien détaillés.

De point de vue hydrologique nous estimons que l'apport est suffisamment important pour remplir la future retenue qui est destiné à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que:

La disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et en qualité sur le gîte d'empreint qui est situé dans la rive droite de la cuvette constitue un critère favorable pour la variante (digue homogène).

Les conditions topographiques nous obligent à projeter un évacuateur de crues à surface libre à entonnement frontal en rive droite dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet, dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier, la prise d'eau sera effectuée par simple piquage sur la conduite de vidange dans la chambre des vannes.

On peut citer quelques impacts du présent barrage sur son environnement voir :

- La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gents à faire de l'agriculture.
- La sur exploitation de la nappe sera limité en présence de l'eau de surface.
- Vis-à-vis la grandeur de la surface du lac artificiel proportionnellement à la surface ce dernier va créer un microclimat optimal pour cultiver les maraîchères.
- A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.
- Par conséquent il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.
- Les riverains qui se serviraient de l'eau de cet oued à l'aval vont perdre ce trésor vital.

Références bibliographiques

- [1] CARLIER.M , 1992 Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France
- [2] DURAND.Y ,1997 Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale .Edition Cemagref .France
- [3] DUNGLAS.M , 1982 Cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{eme} et 3^{eme} partie .Edition Cemagref .France
- [4] Hassane. M ,1995 Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale .ENSH .Blida .Algérie
- [5] ROLLEY.R , Technique des barrages en aménagement rural .Paris .France
- [6] POCHAT.R ,1980 Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F. France
- [7] TOUAIBIA.B ,2001 Les Retenues polycopie de cours de régularisation des débits .ENSH .Blida .Algérie
- [8] TOUAIBIA.B, Manuel pratique de l'hydrologie ,ENSH. Blida. Algérie.
- [9] VOLKOV.G , 1986 Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie
- [10] VOLKOV.G , 1986 Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie

ANNEXE HYDROLOGIQUE;I

Serie pluviometrique ;

Code station : 090401

Nom station :khabouzia

x=579m

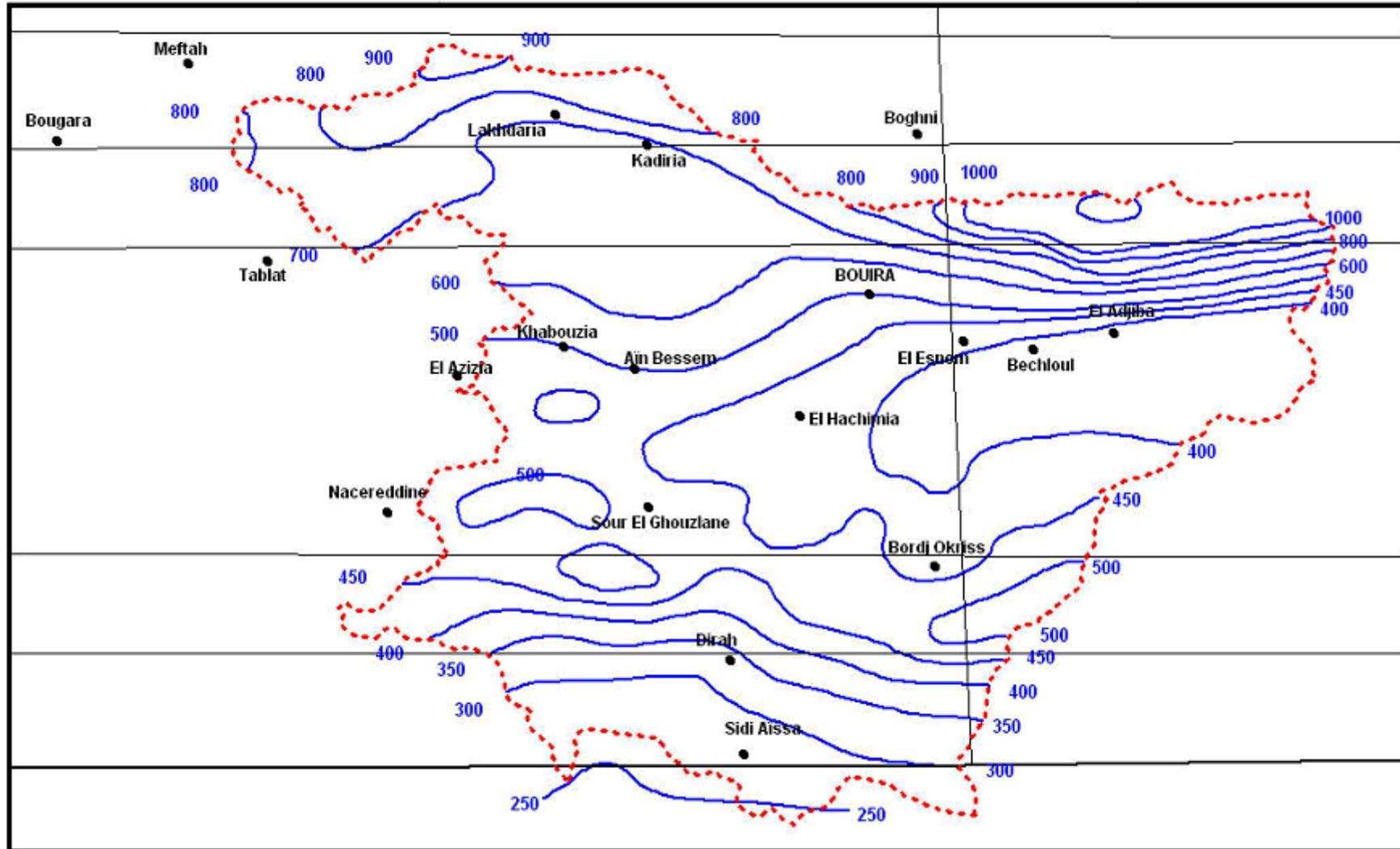
y=334m

z=720m

	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	jui	juil	aout	annuel
1969	9,6	5,5	5	8,3	15,3	19,4	17,2	31,2	24	0	4,8	5,5	31,2
1970	0	43,5	0	21,8	14,3	7,1	10,8	12,5	14,5	0	0	0	0
1971	14,1	20,6	96,8	18	99	17,4	10,1	15,7	29,7	9,6	0	0,8	99
1972	13,2	18,1	23,9	19,1	25,1	23,4	16,8	19	0	8,4	0	0	25,1
1973	52,5	0	0	19,6	3,5	31,5	90,6	19,9	1,3	8,3	0	24	90,6
1974	14,5	3,5	32	0	24,2	39,8	30	5,5	16	24	0	3	39,8
1975	22	0	56	9	12	34	23	17,5	32	0	2,9	0	56
1976	9,1	32	24	16	16	8	0	40	6	0	0	0	40
1977	0	0	16	2,5	11	9	14,5	41	26	0	0	0	41
1978	0	66,5	21,2	5	9,8	34	8	8	6,8	7	2,5	3	66,5
1979	32	7,5	16	8	44	5	0	24	13	7	4	3	44
1980	0	8	8	13,5	8	6	15	21	3,5	3	0	0	0
1981	0	12	6	29	24	8	0	33,6	25,6	0	0	0	33,6
1982	9	40	31,8	24	0	16	8	11	33,5	0	0	7,5	40
1983	0	5,2	8	7,5	22,5	19	8	12	11	8	10	5	22,5
1984	0	0	56	16	20,4	9,5	20,5	7,4	9,3	7,1	0	0	56
1985	8	7,6	21,8	7,5	6,5	5	69,9	2,5	0	0	0	0	69,9
1986	11,3	9	9	81,6	16	16	9,5	0	0	55,5	0	0	81,6
1987	0	11,5	20	18	4,5	8	8,8	10,1	4	11,5	0	0	20
1988	9	0	4,9	52,5	12,3	8	17	14,7	25,5	0	0	0	52,5

1989	32	17	1,6	5	12,4	0	4,2	7,5	3,5	0	0	0	32
1990	0	0	0	17	2,6	0	2,7	0	9,5	3,2	0	4,7	17
1991	1,5	2,6	0,4	1,2	16,1	3,6	6,4	24,2	41,8	15	9,2	0	
1992	7,6	29,4	46,4	25,2	10,1	12,2	11,3	14,7	24,8	10,2	1,5	3,8	46,4
1993	29,4	11	13,5	44,4	32,8	32,3	0	8,9	2,5	0	0,7	3,6	44,4
1994	12,6	25	9,5	29,5	34	15,8	27,1	5,8	2	20,6	0	13,3	34
1995	3,3	15,5	9,5	5,8	15,4	52,7	15	17,4	9,5	0	5,8	16,5	52,7
1996	14,7	2,3	1,9	8,6	8,2	0	7,5	13,8	15,2	3,5	0	17	17
1997	23,7	12,5	38,6	10	8	36,2	7,5	18,8	44	4,5	0	0	44
1998	10	28,2	19,3	14,5	12,1	11,9	33,8	0	7,3	0	0	2,5	33,8
1999	19,5	10,2	9,5	38,5	1,6	4,5	4,5	11	12,5	0	0	0	38,5
2000	5,7	38	12,3	15,4	34,9	8,5	0	16,4	0	0	0	0	38
2001	15	0	5,7	6,5	14,6	11,5	11,2	0	0	0	0	6,5	15
2002	0	6,6	29,2	34,2	26,2	19,2	3,2	43,9	31,7	0	0	11,3	43,9
2003	37,4	24,9	18,1	24,1	13,1	6,5	7,8	19,3	32,3	0	1,6	1,6	37,4
2004	14,7	19,5	14,3	41,3	24,8	13,1	4,7	12,1	1,3	4,1	1,5	0	41,3
2005	10,3	42,7	12	29,5	11	19,8	7,3	27,1	22,7	0	0	0	42,7
2006	30,6	5,3	21,9	20,9	2,3	10,6	55,4	31,4	16	7	5,4	0	55,4
2007	34,2	27,2	55	20,2	4,4	15,4	14	7,5	16,8	11,5	0	0	55
2008	8,2	15,6	15,3	16	19,4	5,4	12	29,4	20,8	0	0	0	29,4
2009	45,6	14,5	33,2	29,6	25,6	29,9	21,4	20	12,5	4,1	0	16,3	45,6

CARTE DES PLUIES MOYENNES DE LA WILAYA DE BOUIRA



Annexe ;II

LES ESSAIS DE PROCTOR

PUITES N° ;TR1

Profondeur 1/3m

TYPE PROCTOR ; MODIFIE

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	S_r
1.72	16.5	79

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	11.8	13.9	16.2	17.9
Densité(t/m^3)	1.62	1.68	1.69	1.7

PUITES N° ;TR2

Profondeur 0.4/3m

TYPE PROCTOR ; MODIFIE

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	$S_r(\%)$
2.23	8.9	93

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	6.51	8.35	10.44	11.9
Densité(t/m^3)	1.8	1.95	2.05	2.1

PUITES N° ;TR3

Profondeur 0.3/2.2m

TYPE PROCTOR ; MODIFIE

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	$S_r(\%)$
1.45	13.3	84.3

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	10.55	12.13	14.5	16.5
Densité(t/m^3)	1.77	1.82	1.83	1.79

PUITES N⁰ ;TR5

Profondeur 0.3/3m

TYPE PROCTOR ; MODIFIE

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	$S_r(\%)$
1.92	11.3	79.6

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	8.3	10.22	12.45	14.33
Densité(t/m^3)	1.77	1.82	1.83	1.79

PUITES N⁰ ;TR1

Profondeur 1/3m

TYPE PROCTOR ; normal

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	$S_r(\%)$
1.68	15.5	78.2

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	8.3	10.22	12.45	14.33
Densité(t/m^3)	1.61	1.67	1.67	1.60

PUITES N⁰ ;TR2

Profondeur 0.4/3m

TYPE PROCTOR ; normal

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	$S_r(\%)$
1.68	15.5	78.2

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	12.2	14.2	16.31	18.2
Densité(t/m^3)	1.88	1.95	1.95	1.9

PUITES N° ;TR3

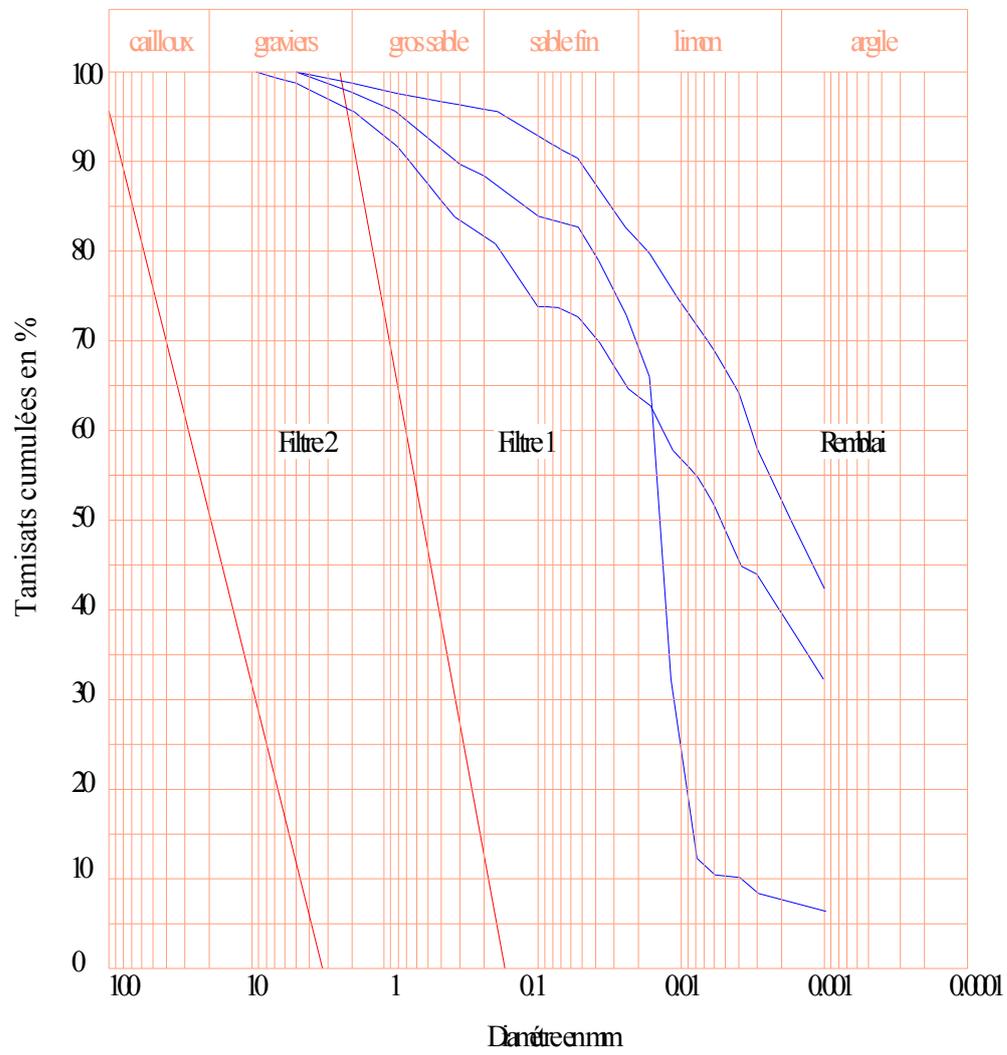
Profondeur 0.4/3m

TYPE PROCTOR ; normal

$\delta_d(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	$S_r(\%)$
1.75	14.9	77.5

Résultats du compactage

$W_{opt}(\%)$	12.2	14.2	16.31	18.2
Densité(t/m^3)	1.88	1.95	1.95	1.9



Fuseau granulométrique des différents matériaux

Annexe ;III

Calcul de stabilité pour R =19.5m talus amont fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	1.66	0.74	0	0	2.247972	-0.33	0.94202899	2.11765478	0.74183076	5	0.46	0.9741212	2.07	10.35
-3	1.66	2.11	0	0	6.409758	0.31	0.95588235	6.12697456	1.98702498	5	0.46	2.8184083	2.04	10.2
-2	1.66	3.26	0	0	9.903228	-0.24	-0.9798995	9.70416814	2.37677472	5	0.46	4.46391734	1.99	9.95
-1	1.66	4.21	0	0	12.789138	-0.14	0.99489796	12.7238873	1.79047932	5	0.46	5.85298816	1.96	9.8
0	1.66	4.78	0	0	14.520684	0	1	14.520684	0	5	0.46	6.67951464	1.95	9.75
1	1.66	5.5	0	0	16.7079	0.1	0.99489796	16.6226556	1.67079	5	0.46	7.64642158	1.96	9.8
2	1.66	5.85	0	0	17.77113	0.24	0.9798995	17.4139214	4.2650712	5	0.46	8.01040382	1.99	9.95
3	1.66	6	0	0	18.2268	0.31	0.95588235	17.4226765	5.650308	5	0.46	8.01443118	2.04	10.2
4	1.66	5.9	0	0	17.92302	0.41	0.91981132	16.4857967	7.3484382	5	0.46	7.58346648	2.12	10.6
5	1.66	5.58	0	0	16.950924	0.51	0.86666667	14.6908008	8.64497124	5	0.46	6.75776837	2.25	11.25
6	1.66	4.49	0	0	13.639722	0.61	0.79918033	10.9005975	8.32023042	5	0.46	5.01427485	2.44	12.2
7	1.66	3.91	0	0	11.877798	0.7	0.71167883	8.45317741	8.3144586	5	0.46	3.88846161	2.74	13.7
8	1.66	2.27	0	0	6.895806	0.8	0.60747664	4.18904103	5.5166448	5	0.46	1.92695887	3.21	16.05
					165.86388			151.372036	46.8088526			69.6311364		143.8

K_{ss} =3.01

K_{as} =1.68

Calcul de stabilité pour R =25 m talus amont fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.5	1.66	0		7.055	-0.31	0.95419847	6.73187023	-2.18705	5	0.466	3.13705153	2.62	13.1
-2	2.5	2.49	0.78	0	14.0925	-0.19	0.98039216	13.8161765	-2.677575	4.52293578	0.35484404	4.90258783	2.55	11.5334862
-1	2.5	3.32	1.17	0	19.375	-0.14	0.99206349	19.2212302	-2.7125	4.47884187	0.34457016	6.62306227	2.52	11.2866815
0	2.5	4.15	1.29	0	23.4425	0	1	23.4425	0	4.52573529	0.35549632	8.33372256	2.56	11.5858824
1	2.5	4.98	1.17	0	26.43	0.24	0.9765625	25.8105469	6.3432	4.6195122	0.37734634	9.73951543	2.5	11.5487805
2	2.5	5.81	0.79	0	28.2475	0.2	0.98039216	27.6936275	5.6495	4.76060606	0.41022121	11.3605134	2.55	12.1395455
3	2.5	6.64	0	0	28.22	0.31	0.95419847	26.9274809	8.7482	5	0.466	12.5482061	2.62	13.1
4	2.5	6.68	0	0	28.39	0.41	0.91575092	25.9981685	11.6399	5	0.466	12.1151465	2.73	13.65
5	2.5	6.25	0	0	26.5625	0.51	0.8650519	22.9779412	13.546875	5	0.466	10.7077206	2.89	14.45
6	2.5	5.44	0	0	23.12	0.6	0.79872204	18.4664537	13.872	5	0.466	8.60536741	3.13	15.65
7	2.5	4.12	0	0	17.51	0.64	0.75987842	13.3054711	11.2064	5	0.466	6.20034954	3.29	16.45
8	2.5	2.06	0	0	8.755	0.8	0.59665871	5.22374702	7.004	5	0.466	2.43426611	4.19	20.95
					251.2			229.615214	70.43295			96.7075093		165.444376

$K_{ss} = 3.21$

$K_{as} = 1.54$

Calcul de stabilité pour R =28.89 m talus amont fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.88	0.69	0.73	0	7.16256	-0.62517101	0.7804878	5.59029073	4.47782484	3.97183099	0.22643662	1.26584654	3.69	14.6560563
-2	2.88	1.64	1.47	0	15.64992	-0.2009971	0.97959184	15.3305339	-3.1455885	4.05466238	0.24573633	3.7672692	2.94	11.9207074
-1	2.88	2.6	1.91	0	22.63104	-0.08311704	0.99653979	22.5527319	1.88102504	4.15299335	0.26864745	6.05873392	2.89	12.0021508
0	2.88	3.56	2.05	0	28.05696	0	1	28.05696	0	4.26916221	0.2957148	8.29685817	2.88	12.2951872
1	2.88	4.51	1.41	0	29.3904	0.08311704	0.99653979	29.2887031	2.44284303	4.52364865	0.35501014	10.3977865	2.89	13.0733446
2	2.88	5.47	1.48	0	34.45344	0.2009971	0.97959184	33.7503086	6.92504146	4.57410072	0.36676547	12.3784477	2.94	13.4478561
3	2.88	6.43	0.74	0	35.31744	0.30094219	0.95364238	33.6802077	10.6285078	4.79358438	0.41790516	14.0751326	3.02	14.4766248
4	2.88	7.05	0	0	34.5168	0.39843297	0.91719745	31.658721	13.7526312	5	0.466	14.752964	3.14	15.7
5	2.88	6.57	0	0	32.16672	0.49748971	0.86746988	27.9036607	16.0026121	5	0.466	13.0031059	3.32	16.6
6	2.88	5.56	0	0	27.22176	0.59701723	0.80222841	21.8380693	16.2518598	5	0.466	10.1765403	3.59	17.95
7	2.88	4.16	0	0	20.36736	0.6958321	0.71820449	14.6279294	14.1722629	5	0.466	6.81661509	4.01	20.05
8	2.88	1.42	0	0	6.95232	0.69397406	0.72	5.0056704	4.82472976	5	0.466	2.33264241	4	20
					293.88672			269.283787	75.4960497			103.321942		182.171927

K_{ss} =3.48

K_{as} =1.71

Calcul de stabilité pour R =20.1m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2	0	0	1.02	3.264	-0.29029304	0.9569378	3.12344498	0.94751648	4	0	0	2.09	8.36
-2	2	0.66	0	1.63	7.46	-0.19705638	0.98039216	7.31372549	1.47004063	4.28820961	0.13430568	0.98227485	2.04	8.7479476
-1	2	0.23	0.23	1.76	7.242	-0.09962679	0.99502488	7.20597015	-0.7214972	4	0.08693586	0.62645718	2.01	8.04
0	2	2.25	0.33	1.75	14.438	0	1	14.438	0	4.44341801	0.27042263	3.90436197	2	8.88683603
1	2	3.05	0.23	1.76	16.83	0.09962679	0.99502488	16.7462687	1.67671884	4.55952381	0.29903127	5.00765798	2.01	9.16464286
2	2	3.85	0	1.68	18.466	0.19705638	0.98039216	18.1039216	3.6388432	4.69620253	0.32443038	5.87346215	2.04	9.58025316
3	2	4.64	0	1.17	19.52	0.29029304	0.9569378	18.6794258	5.66652013	4.79862306	0.37215835	6.95170426	2.09	10.0291222
4	2	5.45	0	0	18.53	0.39789447	0.91743119	17	7.37298447	5	0.466	7.922	2.18	10.9
5	2	6.68	0	0	22.712	0.49381812	0.86956522	19.7495652	11.2155971	5	0.466	9.20329739	2.3	11.5
6	2	5.18	0	0	17.612	0.59569213	0.80321285	14.1461847	10.4913298	5	0.466	6.59212209	2.49	12.45
7	2	4.29	0	0	14.586	0.69457069	0.71942446	10.4935252	10.1310081	5	0.466	4.88998273	2.78	13.9
8	2	2.82	0	0	9.588	0.79541847	0.60606061	5.81090909	7.62647229	5	0.466	51.9533206	3.3	16.5
					170.248			152.810941	54.6804196			207.491361		128.058802

K_{ss} =2.41

K_{as} =1.45

Calcul de stabilité pour R =22.49m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-2	2.24	2.08	0	0	7.92064	-0.51869092	0.85496183	6.77184489	-	5	0.466	3.15567972	2.62	13.1
-1	2.24	1.2	0.22	1.76	11.76448	-0.47786852	0.87843137	10.3342883	-	4.3081761	0.20166239	2.08403728	2.55	10.9858491
0	2.24	2.09	0.4	1.76	15.87936	0.45812285	0.88888889	14.1149867	7.27469762	4.39764706	0.26427953	3.73030203	2.52	11.0820706
1	2.24	2.49	0.37	1.75	17.24576	0.48412292	0.875	15.09004	8.34906766	4.45986985	0.28147722	4.24750256	2.56	11.4172668
2	2.24	3.88	0	0	14.77504	0.44405405	0.896	13.2384358	6.56091636	5	0.466	6.1691111	2.5	12.5
3	2.24	4.47	0	0	17.02176	0.47786852	0.87843137	14.952448	8.13416328	5	0.466	6.96784077	2.55	12.75
4	2.24	5.68	0	0	21.62944	0.51869092	0.85496183	18.4923456	11.218994	5	0.466	8.61743307	2.62	13.1
5	2.24	5.83	0	0	22.20064	0.57162812	0.82051282	18.2159097	12.6905102	5	0.466	8.48861394	2.73	13.65
6	2.24	5.52	0	0	21.02016	0.63185513	0.77508651	16.2924424	13.281696	5	0.466	7.59227814	2.89	14.45
7	2.24	4.24	0	0	16.14592	0.698454	0.71565495	11.5549076	11.2771824	5	0.466	5.38458694	3.13	15.65
8	2.24	1.05	0	0	3.9984	0.73242189	0.68085106	2.72231489	2.9285157	5	0.466	1.26859874	3.29	16.45
					169.6016			141.779964				57.7059843		145.135186

K_{ss} =2.66

K_{as} =1.32

Calcul de stabilité pour R =25.4m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-2	2.54	0	0.38	1.03	5.92328	-0.19554374	0.98069498	5.80893097	1.15826033	3.73049645	0.05884879	0.34184858	2.59	9.66198582
-1	2.54	0	0.75	2.04	11.71956	-0.12475562	0.9921875	11.6280009	1.46208098	3.7311828	0.11625806	1.35184888	2.4	8.95483871
0	2.54	1.24	0.86	1.76	16.43888	0	1	16.43888	0	4.0984456	0.23282984	3.82746188	2.54	10.4100518
1	2.54	2.26	0.74	1.76	20.2946	0.08847462	0.99607843	20.2150133	1.79555704	4.31932773	0.27925815	5.64520725	2.55	11.0142857
2	2.54	3.27	0	1.76	21.2725	0.24522715	0.96946565	20.622958	5.21659457	4.6500994	0.30294632	6.24764928	2.62	12.1832604
3	2.54	4.29	0	1.74	25.59558	0.29696869	0.95488722	24.4408922	7.60108578	4.71144279	0.33153234	8.10294613	2.66	12.5324378
4	2.54	5.3	0	0.52	24.99868	0.39896189	0.91696751	22.9229773	9.97352055	4.91065292	0.42436426	9.72769234	2.77	13.6025086
5	2.54	5.6	0	0	24.1808	0.55359372	0.83278689	20.1374531	13.386339	5	0.466	9.38405315	3.05	15.25
6	2.54	5.06	0	0	21.84908	0.59831386	0.80126183	17.5068338	13.0726075	5	0.466	8.15818456	3.17	15.85
7	2.54	3.77	0	0	16.27886	0.69861994	0.71549296	11.6474097	11.3727363	5	0.466	5.42769292	3.55	17.75
8	2.54	1.62	0	0	6.99516	0.7559415	0.65463918	4.57930577	5.28793174	5	0.466	2.13395649	3.88	19.4
					195.54698			175.948655	65.0860311			60.3485415		146.609369

K_{ss} =2.23

K_{as} =1.52

Calcul de stabilité pour R = 16.6m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	1.4	0.84	0	0.35	2.7832	-0.30491068	0.95238095	2.65066667	-0.8486274	4.70588235	0.32894118	0.87191341	1.47	6.91764706
-3	1.66	1.5	0	0.98	6.83588	-0.15384343	0.98809524	6.75450048	1.05165522	4.60483871	0.28185484	1.90378864	1.68	7.73612903
-2	1.66	2.23	0	1.42	10.06458	-0.44142673	0.8972973	9.03092043	4.44277466	4.6109589	0.28470685	2.5711649	1.85	8.53027397
-1	1.66	2.83	0	1.76	12.66082	-0.10927118	0.99401198	12.5850067	1.38346278	4.61655773	0.2873159	3.61587258	1.67	7.70965142
0	1.66	3.49	0	1.66	14.25774	0	1	14.25774	0	4.6776699	0.31579417	4.50251124	1.66	7.76493204
1	1.66	4.16	0	1.68	16.2016	0.10927118	0.99401198	16.1045844	1.770368	4.71232877	0.33194521	5.34583959	1.67	7.86958904
2	1.66	4.82	0	1.42	17.37356	0.21565062	0.97647059	16.9647704	3.746619	4.7724359	0.35995513	6.10655609	1.7	8.11314103
3	1.66	5.49	0	0.79	17.59102	0.29973344	0.95402299	16.7822375	5.27261701	4.87420382	0.40737898	6.8367308	1.74	8.48111465
4	1.66	6.15	0	0.34	18.25834	0.40999468	0.91208791	16.6532112	7.48582233	4.94761171	0.44158706	7.35384253	1.82	9.00465331
5	1.66	6.3	0	0	17.7786	0.51011935	0.86010363	15.2914383	9.06920787	5	0.466	7.12581027	1.93	9.65
6	1.66	5.83	0	0	16.45226	0.61729744	0.78672986	12.9434842	10.155938	5	0.466	6.03166362	2.11	10.55
7	1.66	5.01	0	0	14.13822	0.71943414	0.69456067	9.81985155	10.1715181	5	0.466	4.57605082	2.39	11.95
8	1.66	3.76	0	0	10.61072	0.8213346	0.57044674	6.05285058	8.71495145	5	0.466	2.82062837	2.91	14.55
9	1.66	0.86	0	0	2.42692	0.80373897	0.59498208	1.44397391	1.95061017	5	0.466	0.67289184	2.79	13.95
					177.43346			157.335236	50.6111319			60.3352647		132.777132

K_{ss} = 2.21

K_{as} = 1.88

Calcul de stabilité pour R = 21.15m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.16	0	0	0.93	3.21408	-0.50349181	0.864	2.77696512	1.61826295	4	0	0	2.5	10
-2	2.16	0.76	0	1.58	8.2512	-0.16495335	0.98630137	8.13816986	1.36106308	4.32478632	0.15135043	1.23171549	2.19	9.47128205
-1	2.16	1.53	0	1.76	11.70072	-0.13514605	0.99082569	11.5933739	1.58130613	4.46504559	0.21671125	2.51241452	2.16	9.64449848
0	2.16	2.39	0	1.76	14.85864	0	1	14.85864	0	4.57590361	0.26837108	3.98762933	2.16	9.88395181
1	2.16	3.26	0	1.59	17.46576	0.16495335	0.98630137	17.226503	2.88103563	4.67216495	0.31322887	5.395838	2.19	10.2320412
2	2.16	4.12	0	1.13	19.03392	0.24858586	0.96860987	18.4364427	4.73156332	4.7847619	0.36569905	6.74218953	2.23	10.670019
3	2.16	4.9	0	0	17.9928	0.33213619	0.94323144	16.9713747	5.97606004	5	0.466	7.9086606	2.29	11.45
4	2.16	5.32	0	0	19.53504	0.47193629	0.88163265	17.2227291	9.21929437	5	0.466	8.02579178	2.45	12.25
5	2.16	4.9	0	0	17.9928	0.56133864	0.82758621	14.8905931	10.1000539	5	0.466	6.93901639	2.61	13.05
6	2.16	4.08	0	0	14.98176	0.66436887	0.74740484	11.19744	9.953415	5	0.466	5.21800704	2.89	14.45
7	2.16	2.73	0	0	10.02456	0.767583	0.64094955	6.42523727	7.69468188	5	0.466	2.99416057	3.37	16.85
8	2.16	0.19	0	0	0.69768	0.23091902	0.97297297	0.67882378	0.16110758	5	0.466	0.31633188	2.22	11.1
					155.74896			140.416293	46.1565796			51.2717551		139.051793

$$K_{ss} = 2.32$$

$$K_{as} = 1.82$$

Calcul de stabilité pour R = 25.15m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-2	2.54	0	0.75	1.73	10.45972	-0.1517625	0.98841699	10.3385649	1.58739328	3.69758065	0.11091532	1.14670527	2.59	9.57673387
-1	2.54	0	1.14	2.15	13.94968	-0.08813036	0.99610895	13.8954011	1.22939036	3.65349544	0.15793678	2.19459488	2.55	9.31641337
0	2.54	1.41	1.27	1.76	19.04746	0	1	19.04746	0	4.03153153	0.25471225	4.85162144	2.56	10.3207207
1	2.54	2.43	1.6	1.14	22.4409	0.08813036	0.99610895	22.3535813	1.97772466	4.16054159	0.2938236	6.56800969	2.57	10.6925919
2	2.54	4.46	0	0.76	22.34692	0.1517625	0.98841699	22.0880754	3.39142449	4.85440613	0.39815326	8.79443914	2.59	12.5729119
3	2.54	4.48	0	1.76	26.49728	0.27161492	0.96240602	25.5011417	7.19705646	4.71794872	0.3345641	8.53176657	2.66	12.5497436
4	2.54	5.48	0	0.92	27.40152	0.38193854	0.92418773	25.3241484	10.4656965	4.85625	0.3990125	10.1046518	2.77	13.4518125
5	2.54	6.13	0	0	26.46934	0.48642895	0.87372014	23.1267954	12.8754533	5	0.466	10.7770866	2.93	14.65
6	2.54	5.47	0	0	23.61946	0.58977039	0.80757098	19.0743904	13.9300582	5	0.466	8.88866593	3.17	15.85
7	2.54	4.32	0	0	18.65376	0.69490544	0.71910112	13.4139398	12.9625993	5	0.466	6.25089594	3.56	17.8
8	2.54	1.05	0	0.83	7.90702	0.80448902	0.59396752	4.69651304	6.3611108	4.55851064	0.26026596	1.22234246	4.31	19.6471809
								198.860011	66.3443401			69.3307797		146.428109

K_{ss} = 2.41

K_{as} = 1.52

Calcul de stabilité pour R =21.88 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.18	1.17	0	0	4.33602	-0.09545454	0.99543379	4.31622082	0.41389281	5	0.466	2.0113589	1.8	9
-2	2.18	2.46	0	0	9.11676	-0.18897457	0.98198198	8.95249405	1.72283578	5	0.466	4.17186223	2.22	11.1
-1	2.18	3.51	0	0	13.00806	-0.09545454	0.99543379	12.9486625	1.24167843	5	0.466	6.03407671	2.19	10.95
0	2.18	4.34	0	0	16.08404	0	1	16.08404	0	5	0.466	7.49516264	2.18	10.9
1	2.18	4.96	0	0	18.38176	0.09545454	0.99543379	18.297825	1.7546225	5	0.466	8.52678646	2.19	10.95
2	2.18	5.24	0	0	19.41944	0.18897457	0.98198198	19.0695402	3.66978027	5	0.466	8.88640572	2.22	11.1
3	2.18	5.52	0	0	20.45712	0.29290891	0.95614035	19.5598779	5.99207272	5	0.466	9.1149031	2.28	11.4
4	2.18	5.47	0	0	20.27182	0.401255	0.91596639	18.5683057	8.13416923	5	0.466	8.65283046	2.38	11.9
5	2.18	5.15	0	0	19.0859	0.50163502	0.86507937	16.5108183	9.57415581	5	0.466	7.69404131	2.52	12.6
6	2.18	4.35	0	0	16.1211	0.59803419	0.80147059	12.9205875	9.64096903	5	0.466	6.02099378	2.72	13.6
7	2.18	3.22	0	0	11.93332	0.69937585	0.7147541	8.52938938	8.34587581	5	0.466	3.97469545	3.05	15.25
8	2.18	1.48	0	0	5.48488	0.79958648	0.60055096	3.29394997	4.38563589	5	0.466	1.53498069	3.63	18.15
					173.70022			159.051711	48.1188743			74.1180974		146.9

K_{ss} =2.59

K_{as} =1.92

Calcul de stabilité pour R =25.36 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	2.52	0.68	0.68	0	5.9976	-0.40034696	0.91636364	5.49598255	2.40112091	4	0.233	1.28056393	2.75	11
-3	2.52	1.52	1.25	0	12.18168	-0.29806539	0.95454545	11.6279673	3.63093717	4.09747292	0.25571119	2.97340136	2.64	10.8173285
-2	2.52	2.36	1.89	0	18.68328	-0.19629569	0.98054475	18.3197921	3.66744739	4.11058824	0.25876706	4.74055871	2.57	10.5642118
-1	2.52	3.2	2.44	0	24.77664	-0.08882294	0.99604743	24.6787086	2.20073413	4.13475177	0.26439716	6.52498055	2.53	10.460922
0	2.52	4.87	2.25	0	31.06908	0	1	31.06908	0	4.36797753	0.31873876	9.90292016	2.52	11.0073034
1	2.52	5.71	1.87	0	32.94396	0.08882294	0.99604743	32.8137467	2.92617954	4.50659631	0.35103694	11.5188372	2.53	11.4016887
2	2.52	6.59	1.87	0	36.71388	0.19629569	0.98054475	35.9996022	7.20677651	4.55791962	0.36299527	13.0676854	2.57	11.7138534
3	2.52	7.27	7.38	0	64.62036	0.29806539	0.95454545	61.6830709	19.2610926	3.99249147	0.23125051	14.2642417	2.64	10.5401775
4	2.52	7.34	0	0	31.44456	0.40034696	0.91636364	28.8146513	12.5887339	5	0.466	13.4276275	2.75	13.75
5	2.52	7.35	0	0	31.4874	0.5000797	0.86597938	27.2674392	15.7462097	5	0.466	12.7066267	2.91	14.55
6	2.52	6.39	0	0	27.37476	0.6	0.8	21.899808	16.424856	5	0.466	10.2053105	3.15	15.75
7	2.52	3.08	0	0	13.19472	0.70026701	0.71388102	9.41946017	9.23982716	5	0.466	4.38946844	3.53	17.65
8	2.52	3	0	0	12.852	0.89502414	0.4460177	5.73221947	11.5028503	5	0.466	105.002222	5.65	28.25
					343.33992			314.821528	82.9962861			210.004444		177.455485

K_{ss} =3.41

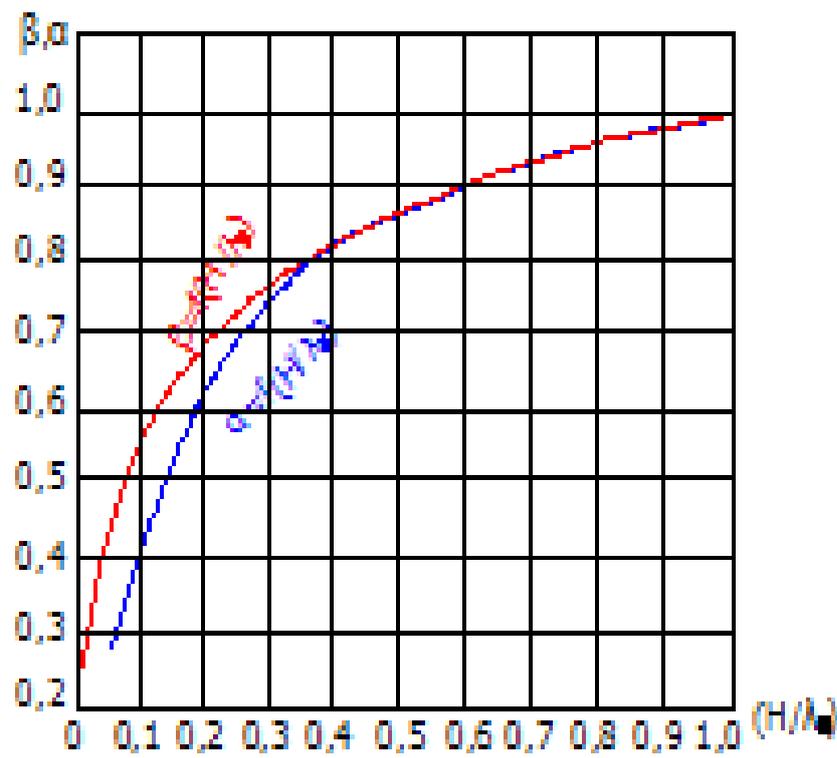
K_{as} =2.32

Calcul de stabilité pour R =28.54 m talus amont vidange rapide

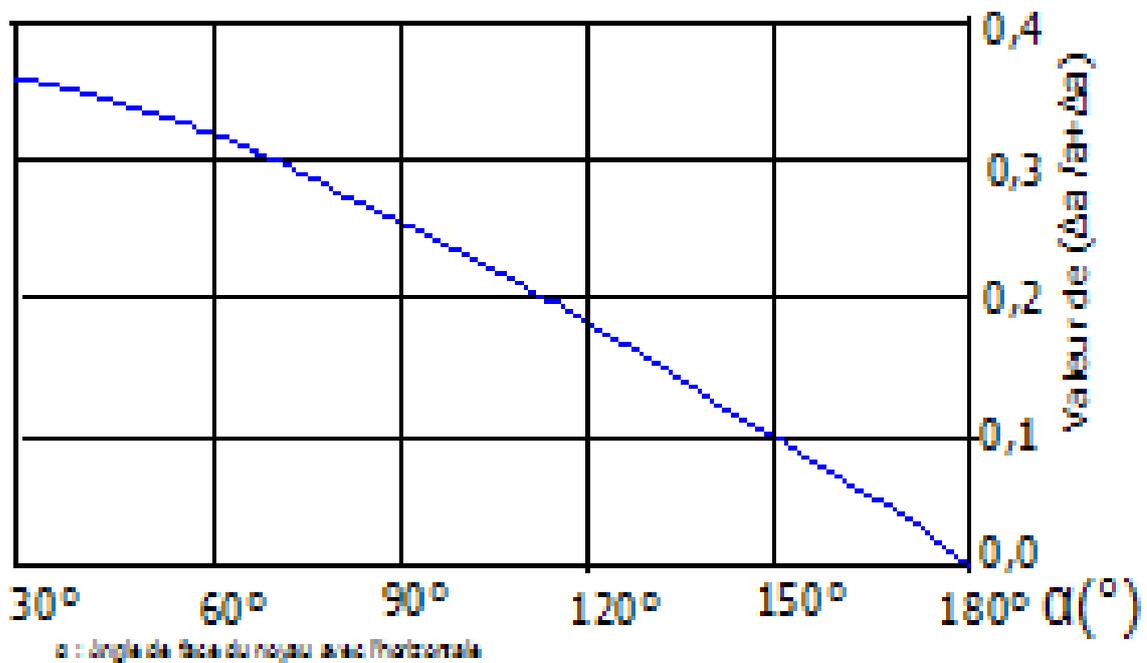
N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.84	0.56	0.59	0	5.71976	-0.49098923	0.87116564	4.9828584	2.80834054	3.97391304	0.22692174	1.1307189	3.26	12.9549565
-2	2.84	1.51	1.32	0	14.03812	-0.20236415	0.97931034	13.7476761	-2.8408122	4.06713781	0.24864311	3.41826494	2.9	11.7946996
-1	2.84	2.45	1.75	0	20.7746	-0.08369727	0.99649123	20.7017067	1.73877723	4.16666667	0.27183333	5.62741393	2.85	11.875
0	2.84	3.39	1.89	0	26.0286	0	1	26.0286	0	4.28409091	0.29919318	7.78757965	2.84	12.1668182
1	2.84	4.39	1.74	0	30.0898	0.08369727	0.99649123	29.9842218	2.518434	4.43230016	0.33372594	10.0065125	2.85	12.6320555
2	2.84	5.82	1.31	0	34.79568	0.20236415	0.97931034	34.0757694	7.04139815	4.63253857	0.38038149	12.9617918	2.9	13.4343619
3	2.84	6.22	0	0	30.03016	0.30290696	0.95302013	28.6193471	9.09634434	5	0.466	13.3366158	2.98	14.9
4	2.84	6.68	0	0	32.25104	0.40088352	0.91612903	29.5461141	12.9289104	5	0.466	13.7684892	3.1	15.5
5	2.84	6.21	0	0	29.98188	0.50029735	0.86585366	25.9599205	14.9998552	5	0.466	12.0973229	3.28	16.4
6	2.84	5.27	0	0	25.44356	0.59697494	0.80225989	20.4123476	15.1891676	5	0.466	9.51215397	3.54	17.7
7	2.84	3.8	0	0	18.3464	0.69875072	0.71536524	13.1243768	12.8195603	5	0.466	6.1159596	3.97	19.85
8	2.84	1.37	0	0	6.61436	0.68733272	0.72634271	4.80429217	4.54626604	5	0.466	2.23880015	3.91	19.55
					274.11396			251.987231	71.7520061			98.0016233		178.757892

K_{ss} =3.44

K_{as} =1.82



Abaque de L'ABOZOVSKY



α : angle de fûc du noyau avec l'horizontale

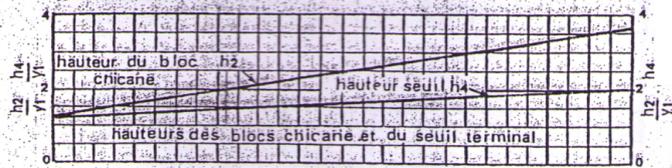
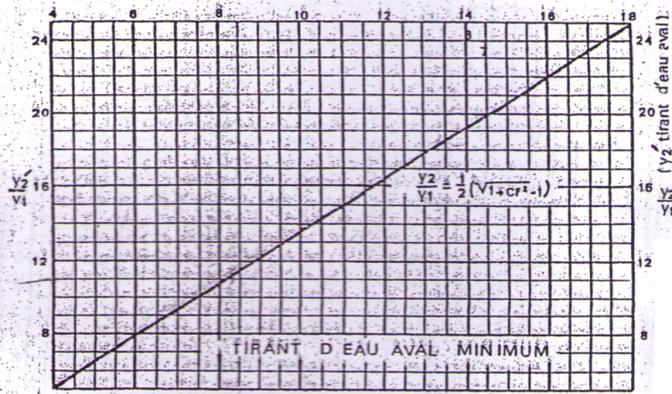
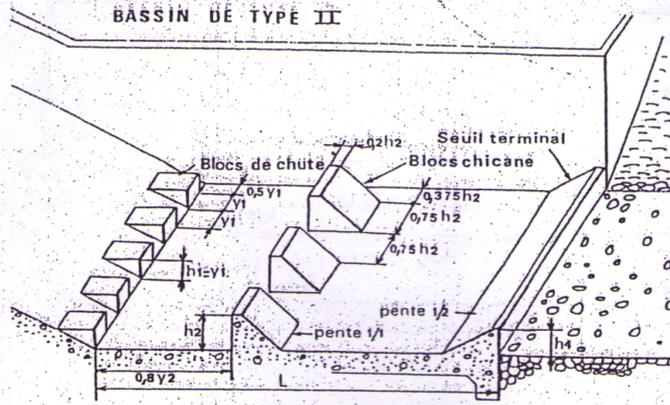
Abaque de CASAGRANDE

Tableau. II 04. Coefficient d'accélération de zone (a)

Groupe	ZONNE			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.28
3	0.07	0.1	0.14	0.18

ANNEXE ;IV

Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")